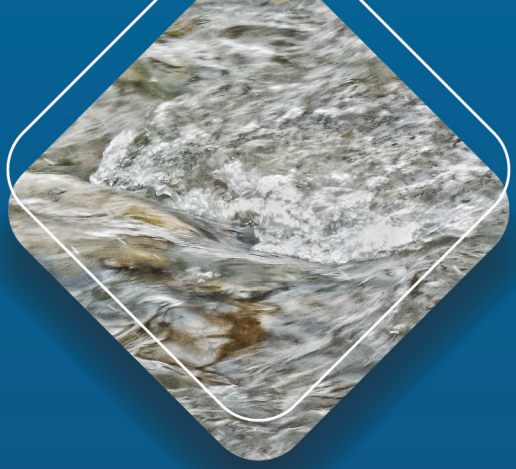
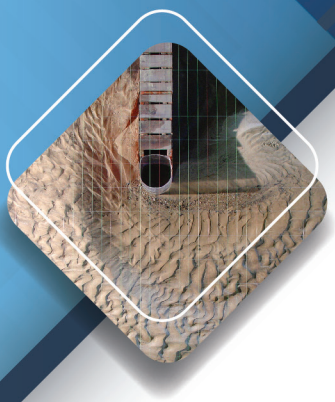




2

HIDROLOGÍA SUPERFICIAL Y SUBTERRÁNEA

HIDROLOGIA SUPERFICIAL E SUBTERRÂNEA

- **Hidrología superficial**
  Hidrologia superficial
- **Hidrología subterránea**
  Hidrologia subterrânea
- **Hidrología estadística**
  Hidrologia estatística
- **Hidrología operacional**
  Hidrologia operacional
- **Eventos hidrometeorológicos extremos**
  Eventos hidrometeorológicos extremos
- **Hidrología urbana**
  Hidrologia urbana

2 HIDROLOGÍA SUPERFICIAL Y SUBTERRÁNEA

HIDROLOGIA SUPERFICIAL E SUBTERRÂNEA

SIMULACIÓN HIDROLÓGICA EN LA CUENCA DEL RÍO MALA USANDO MODELOS HIDROLÓGICOS SEMIDISTRIBUIDOS
David Yaranga Lázaro y Lía Ramos Fernández 625

ESTIMACIÓN DE NIVELES MÁXIMOS ORDINARIOS (NAMO) DE INVIERNO Y DE VERANO PARA UNA PRESA HIDROELÉCTRICA DE MÉXICO
Ramón Domínguez Mora, Maritza Liliana Arganis Juárez, Eliseo Carrizosa Elizondo y Rosalva Mendoza Ramírez 630

FACTORES REGIONALES PARA OBTENER GASTOS MEDIOS MÁXIMOS PARA DISTINTAS DURACIONES
Maritza Liliana Arganis Juárez, Ramón Domínguez Mora, Eliseo Carrizosa Elizondo y Óscar A. Fuentes Mariles 640

APLICACIÓN DEL PAQUETE cfsv2R EN R PARA PRONÓSTICO DE PRECIPITACIÓN DIARIA EN TIEMPO REAL
Iván Latorre y Lina Castro 650

VOLÚMENES DE USO DE AGUA EN LA CUENCA DEL RÍO CONCHOS MEDIANTE EL DESARROLLO DE HERRAMIENTA GEOINFORMÁTICA
Citlalli Astudillo Enríquez y María de los Ángeles Suárez Medina 662

FÓRMULA DE BELL AJUSTADA PARA EL CÁLCULO DE LAS CURVAS I-D-TR A PARTIR DE REGISTROS DE PRECIPITACIONES MÁXIMAS
Marcelino Del Angel y Ramón Domínguez 671

ANÁLISIS DETALLADO DE METODOLOGÍAS PARA DEFINICIÓN DE ÍNDICES DE SEQUÍA: CASO CUENCA RÍO SUMAPAZ, COLOMBIA
Laura Patricia Torres Rojas y Mario A. Díaz-Granados Ortíz 680

PROCEDIMIENTOS PARA EL ESTABLECIMIENTO DE LA GRAVEDAD DE EVENTOS REGIONALES DE SEQUÍA - CUENCAS SUMAPAZ Y LEBRIJA, COLOMBIA
Laura Patricia Torres Rojas y Mario A. Díaz-Granados Ortíz 692

MODELACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DE LAS MÁXIMAS AVENIDAS EN LA CUENCA DEL RIO LURÍN - PERÚ
Eduardo Chávarri Velarde y Kevin Cardich Motta 704

MODELADO HIDROLÓGICO DISTRIBUIDO Y CONTINUO EN CUENCAS DE CÓRDOBA (ARGENTINA) - RESULTADOS PRELIMINARES
Juan F. Weber y Santiago Baigorri Ocampo 716

CARACTERIZACIÓN EXPERIMENTAL DEL IMPACTO DE LOS INCENDIOS FORESTALES EN LA CAPACIDAD DE INFILTRACIÓN DE SUELOS DE CÓRDOBA (ARGENTINA)
Juan F. Weber y Santiago M. Reyna 728

METODOLOGIA PARA LA OBTENCION DE LAS CURVAS IDF, A PARTIR DE LA LLUVIA MAXIMA EN 24 HORAS DE LA REGION COSTA E INSULAR DE ECUADOR
Ángel Montoya 740

EVOLUCION DE LA HIDROLOGIA URBANA EN LA CIUDAD DE MEXICO (1325-2018)
Agustin Felipe Breña Puyol y María Francisca Naranjo Pérez de León 752

MANEJO DEL AGUA EN GRANDES CIUDADES: ZONA METROPOLITANA DEL VALLE DE MÉXICO
Agustin Felipe Breña Puyol, Claudia Rojas Serna y Marco Antonio Jacobo Villa 764

GENERACIÓN ESTOCÁSTICA DE SERIES DE CAUDALES PARA EL ANÁLISIS DE DISPONIBILIDAD DE AGUA PARA EL EMBALSE EL SUSPIRO. ESTUDIO DE CASO
Jacinto Rivero Solórzano, Andrés Ibarra Díaz y Luis Moya Chávez 776

MODELO DE OPERACIÓN DE INFRAESTRUCTURA HIDRÁULICA DEL PLAN DE RIEGO Y DRENAJE DE LA PROVINCIA DE SANTA ELENA. ESTUDIO DE CASO
Jacinto Rivero Solórzano, Andrés Ibarra Díaz y Luis Moya Chávez 788

PROPOSTA DE ESTUDO DE FATORES CONDICIONANTES QUE INFLUENCIAM NO ALINHAMENTO DA ORLA DE LAGOAS URBANAS
Jorge Lucas Ferreira 800

COMPARACIÓN DE MÉTODOS PARA OBTENER EVENTOS DE DISEÑO EN LAS REGIONES HIDROLÓGICAS 24 Y 25 DE LA REPÚBLICA MEXICANA
Andrés Olaf Santana Soto, Ramón Dominguez Mora, Eliseo Carrizosa Elizondo y Mario Ponce Soria 811

REGIONALIZACIÓN DE PRECIPITACIONES PARA OBTENER LLUVIAS DE DISEÑO EN EL ESTADO DE VERACRUZ
Mario Ponce Soria, Ramon Dominguez Mora, Eliseo Carrizosa Elizondo y Andrés Olaf Santana Soto 820

EVALUACIÓN TEMPORAL DE LA DISPONIBILIDAD HÍDRICA EN UNA CUENCA HIDROLÓGICA USANDO EL MODELO DEL BALANCE DE AGUA EN EL SUELO (SWB)
Mauricio José Ríos, Fermín Pascual Ramírez, Rosalva Mendoza Ramírez y Rodolfo Silva Casarín 828

¿CUÁNTA AGUA PUEDE SER BOMBEADA DE UN ACUÍFERO SIN QUE ÉSTE DEJE DE SER SOSTENIBLE?
Victor M. Ponce, Janaína da Silva y Jorge Prieto Villarroya 835

APLICAÇÃO DO MODELO SWMM PARA AVALIAÇÃO DE TÉCNICA LID COM VALORIZAÇÃO DE CURSO D'ÁGUA
Fabiana Lanzillotta da Fonseca, Celso Romanel y Ernani de Souza Costa 847

ESTUDO EXPERIMENTAL DO CONCRETO PERMEÁVEL
Patricia Tainá da Silva Correa Antunes y Antônio Roberto Martins Barboza de Oliveira 858

SIMULACIÓN LLUVIA - CAUDAL CON EL MODELO HEC-HMS EN EL SISTEMA BAÑADO LA ESTRELLA (FORMOSA)
María Alejandra Cristanchi, Rosana Hämmerly y Miguel Ángel Valiente 869

CARACTERIZACIÓN DE TORMENTAS MEDIANTE EMAS Y SU COMPORTAMIENTO EN UN CAUCE DE LA CIUDAD DE CUERNAVACA, MORELOS
Vladimir Contreras González, José Avidán Bravo Jácome, Marco Antonio Salas Salinas y Mario López Pérez 880

MODELACIÓN RELACIÓN LLUVIA ESCORRENTÍA EN PROCESOS NO ESTACIONARIOS CON FOKKER-PLANCK-KOLMOGOROV
Diana Carolina Palacio Gómez 892

MODELACIÓN HIDROLÓGICA. COMPARACIÓN DE HIDROGRAMAS CALCULADOS CON UN MÉTODO CONCENTRADO Y UNO DISTRIBUIDO
Fabian Dario Gonzalez Escalona, Jose Luis Aragón Hernández y Ernest Bladé Castellet 903

¿POR QUÉ, EN UN BALANCE HÍDRICO, RESULTA MÁS ADECUADO UN ENFOQUE CIBERNÉTICO QUE UN ENFOQUE CONVENCIONAL?
Victor M. Ponce, Janaína da Silva y Jorge Prieto Villarroya 915

ÍNDICES AGROCLIMÁTICOS Y VARIABILIDAD CLIMÁTICA EN UNA CUENCA ANDINA COLOMBIANA
David Felipe Rincón Castañeda, Jorge Julián Vélez Upegui y Olga Lucía Ocampo López 924

EVALUACIÓN DE DEFICIENCIA HÍDRICA EN RÍOS DE MENDOZA
Patricia Marta López y Alberto Ismael Vich 931

ANÁLISIS DE LLUVIAS SINTÉTICAS DIARIAS EN LA CUENCA DEL ARROYO SAN ANTONIO. VALLEDUPAR - CESAR
Héctor Alfonso Rodríguez Diaz y Andrés Humberto Otálora Carmona 938

RELACIÓN ENTRE VARIABLES Y SEQUÍAS METEOROLÓGICAS E HIDROLÓGICAS EN LA CUENCA DEL RÍO CARCARAÑÁ, ARGENTINA
Leticia Vicario y Carlos Marcelo García 948

SISTEMA DE GESTIÓN DE AMENAZAS HIDROLÓGICAS, SIERRAS DE CÓRDOBA, ARGENTINA EVALUACIÓN LOCAL DE SEVERIDAD
Carlos Gastón Catalini, Carlos Marcelo García y Eugenia Raviolo 958

RECUPERACIÓN DE CAUDALES EN EL SISTEMA CUTZAMALA, MÉXICO
José Luis Herrera Alanís, Ramón Domínguez Mora y Antonio Capella Vizcaíno 970

HIDROGRAMAS DE DISEÑO OBTENIDO CON ANÁLISIS DE ESCURRIMIENTOS Y DE PRECIPITACIONES EN CUENCAS DE MÉXICO
Adam Hernández Hernández, Maritza Arganis Juárez, Ivonne Pavón Ibarra y Eliseo Carrizosa Elizondo 982

INCERTIDUMBRE EN EL CÁLCULO DEL ÍNDICE DE SEQUÍAS - SPI EN LA MACROCUENCA MAGDALENA-CAUCA, COLOMBIA
Carolina Vega-Viviescas y Erasmo Rodríguez 994

ANÁLISIS Y SIMULACIÓN DE LA VARIACIÓN ESPACIO - TEMPORAL DEL CAUDAL DEL RÍO LA GAVIA, MÉXICO
Manira E. Narvaez Saucedo, Boris M. López Rebollar, Iván G. Martínez Cienfuegos, Samuel Tejeda Vega, Leonarda M. Flores Gutiérrez y Humberto Salinas Tapia 1003

AVANCES EN LA ESTIMACIÓN DE LÁMINAS DE LLUVIAS MÁXIMAS DIARIAS Y SUS PARÁMETROS ESTADÍSTICOS EN ARGENTINA
Nicolás Federico Guillén, Carlos Gastón Catalini, Carlos Marcelo García y Myriam Cecilia Botelli 1015

MODELACIÓN HIDROLÓGICA DE LA CUENCA TRANSPATAGÓNICA DEL RÍO PUELO: APLICACIÓN DE SENSORES REMOTOS
Rodrigo Aguayo, Jose Vargas y Jorge León Muñoz 1021

MODELACIÓN HIDROLÓGICA DIARIA EN CUENCAS CON DIFERENTES CARACTERÍSTICAS DE URUGUAY
Santiago Narbondo, Magdalena Crisci y Christian Chreties 1032

APLICACIÓN Y CALIBRACIÓN PRELIMINAR DE UN MODELO HIDROLÓGICO DISTRIBUIDO EN UNA CUENCA FUERTEMENTE ANTROPIZADA
Juan F. Weber, Pablo T. Stehli y Leandro Vestena 1041

REGIONALIZACIÓN DE PRECIPITACIONES PARA LA OBTENCIÓN DE LLUVIAS DE DISEÑO EN EL ESTADO DE OAXACA
Roberto Abraham Vázquez Martínez, Eliseo Carrizosa Elizondo y Ramón Domínguez Mora 1053

ESTUDIO DE TORMENTAS DE DISEÑO EN LA CUENCA DEL ARROYO FELICIANO EN LA PROVINCIA DE ENTRE RÍOS
Mayra Daniela Collante Wojcicki, Vanesa Estefanía Gimenez, María Inés Mastaglia, Rodolfo Sato, Patricia Viviana López y Natalia Cattaneo 1062

CAMBIO CLIMÁTICO: ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA TEMPERATURA EMPLEANDO LA TRANSFORMADA DE LEGENDRE
Alvaro López-Lambraño, Carlos Fuentes, Alvaro López-Ramos, Mariangela López-Lambraño y Máximo Pliego Díaz 1074

ESTIMACIÓN DE LA AMENAZA POR DÉFICIT HÍDRICO EN ACUEDUCTOS MUNICIPALES CON PROBLEMAS DE ABASTECIMIENTO EN CALDAS
Alejandro Marulanda Aguirre, Olga Lucía Ocampo López y Jorge Julián Vélez Upegui 1081

ESTIMACIÓN DE LA PRECIPITACIÓN DIARIA MÁXIMA PROBABLE EN ARGENTINA
Flavia Marcela Bazzano, Carlos Marcelo García, Nicolás F. Guillén, Gabriel Eduardo Caamaño Nelli, Magadalena Baraquet y Carlos Gastón Catalini 1091

DETERMINACIÓN DEL TIEMPO ÓPTIMO DE MEDICIÓN EN MEDICIONES ESTACIONARIAS CON ADCP
José Manuel Díaz Lozada, Carlos Marcelo García, Agustin López y Kevin A. Oberg 1103

ESTIMACIÓN DE LA EROSIVIDAD DE LA PRECIPITACIÓN EN EL NORTE GRANDE DE CHILE
Bastián Sáez y José Vargas 1110

MODELOS HIDROLÓGICOS DE APOYO A LA GESTIÓN DE LOS RECURSOS HÍDRICOS EN LA CUENCA BINACIONAL DEL RÍO CUAREIM/QUARAÍ
Christian Chreties, Rafael Kayser, Magdalena Crisci, Angela Gorgoglione y Walter Collischonn 1121

METODOLOGÍA PARA LA DESAGREGACIÓN ESPACIAL DE CAMPOS DIARIOS DE PRECIPITACIÓN CON MODELOS REGRESIVOS: APLICACIÓN EN COLOMBIA
Santiago Vergara, Juan Pablo Rendón-Álvarez, Óscar David Álvarez-Villa y Paola Andrea Arias 1132

RETOS HIDROLOGÍA ADIMENSIONAL
Oswaldo Ortiz Vera, Jean Carlos Tirado Fabian y Jhonath Wensenber Mejía Gonzales 1144

TRIADA DE PREDICCIÓN HIDROLÓGICA
Oswaldo Ortiz Vera, Jean Carlos Tirado Fabian y Jhonath Wensenber Mejía Gonzales 1154

ESTIMACIÓN DE LA EVAPOTRANSPIRACIÓN EN LA CIUDAD DE MANIZALES, COLOMBIA
Luisa Fernanda Calderón Castaño, Jorge Julián Velez Upegui y Blanca Adriana Botero Hernández 1165

METODOLOGÍA PARA GENERACIÓN DE MAPAS DE RIESGO ANTE INUNDACIONES CON ÍNDICE DAÑO PÉRDIDA-POSESIÓN
Eduardo Hernández Samaniego, José Manuel Rodríguez Varela, Claudia Elizabeth Cervantes Jaimes y Oscar Jesús Llaguno Guilberto 1176

HYDRO-BID, UN MODELO PARA ESTIMAR LA DISPONIBILIDAD DE AGUA Y PRODUCCIÓN DE SEDIMENTOS Y SU VARIABILIDAD POR CAMBIOS CLIMATICOS
Marcelo Borsellino, Fekadu Moreda, Mauro Nelasso y Pedro Coli 1188

USO DE DATOS DE RADAR PARA LA MODELACIÓN HIDRÁULICA DE LA CUENCA DEL RÍO EL SABINAL, CHIAPAS, MÉXICO
Jomaelah Morales Rayo, José Manuel Rodríguez Varela, Oscar Jesús Llaguno Guilberto y Olivia Rodríguez López 1200

EFECTOS DE LAS ESCALAS ESPACIO - TEMPORALES SOBRE LOS FACTORES R Y LS DEL MODELO RUSLE
Juan Daniel Ríos Arboleda, Lilian del Socorro Posada García y José Humberto Caballero Acosta 1212

HERRAMIENTAS HIDROINFORMÁTICAS Y CONSIDERACIONES PARA MODELAR PROCESOS SUPERFICIALES Y SUBTERRÁNEOS ACOPLADOS MEDIANTE WEAP-MODFLOW
Pedro Sanzana, Jorge Gironas, Isabelle Braud, Nancy Hitschfeld, Ximena Vargas, Sebastián Vicuña, José F. Muñoz, Rodrigo Villegas, Eduardo Rubio y Rodrigo Herrera 1221

MODELIZACIÓN DE UN EVENTO DE LLUVIA TORRENCIAL PARA UNA CIUDAD DE MEDIA MONTAÑA ANDINA CON EL MODELO WRF
Joan Nathalie Suárez Hincapié, Sergio Andrés Gutierrez Zárate y Jorge Julián Vélez Upegui 1237

EVALUACIÓN HIDROLÓGICA DE LA TÉCNICA DE REDUCCIÓN DE ESCALA CSD (CHAOTIC STATISTICAL DOWNSCALING) EN LA CUENCA DEL RÍO BOGOTÁ
Freddy Duarte, Gerald Corzo, Germán Santos y Oscar Hernández 1248

SENSIBILIDAD DE UN SISTEMA DE ALERTA TEMPRANA DE INUNDACIONES A LAS CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA HIDROGRÁFICA
Luis Silveira, Christian Chreties, Jimena Alonso, Gabriel Cazes, Alejandra De Vera y Magdalena Crisci 1259

EL PAPEL DE LOS SISTEMAS CONVECTIVOS EN LA PRODUCCIÓN DE SEDIMENTOS EN UNA CUENCA TROPICAL DE MONTAÑA
Sandra Patricia Salamanca Jimenez, Nicolas Velásquez Giron, Vanessa Alexandra Lopera Mazo y Jaime Ignacio Vélez Upegui 1267

EL BALANCE HÍDRICO DE LA VERTIENTE DEL PACÍFICO PERUANO EN EL CONTEXTO DE CAMBIO HIDROCLIMÁTICO (1970-2008)
Pedro Rau, Luc Bourrel, David Labat, Denis Ruelland y Waldo Lavado 1279

INFLUENCIA DE LA CAVA BORGO EN EL FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA DE DRENAJE URBANO EN EL NORTE DE LA CIUDAD DE SANTA FE, ARGENTINA
Ana Laura Fedele, Mónica Patricia D'Elia y Felipe Roberto Franco 1291

BALANCE HÍDRICO DE LA CUENCA DEL ARROYO ALBUERA, PROVINCIA DE BUENOS AIRES
Tomás Bran, Pablo Palmeyro, Mariana Torrero y Susana Viñes 1302

CUANTIFICACIÓN ESTIMATIVA DE IMPACTOS HIDRÁULICOS Y ECONÓMICOS DEL CAMBIO CLIMÁTICO EN DRENAJE URBANO: CONCORDIA (E.R.) Y SANTA FE
Adolfo Villanueva, Eugenia Garat, Agustina Spais y Gerardo Riccardi 1314

EXPLORACIÓN DE MÉTODOS ESTADÍSTICOS EN GOOGLE EARTH ENGINE PARA DIFERENTES APLICACIONES REGIONALES
Alejandro Tobón, Santiago Vergara, Julio Eduardo Cañón, Paola Andrea Arias y Óscar David Álvarez-Villa 1326

APROXIMACIÓN DEL TIEMPO BASE DE AVENIDAS MÁXIMAS ANUALES DE HIDROMÉTRICAS DE UNA REGIÓN HIDROLÓGICA A PARTIR DEL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN Y DEL ÁREA DE LA CUENCA
Brenda Rodríguez Hidalgo, Maritza Liliana Arganis Juárez, Ramón Domínguez Mora, Eliseo Carrizosa Elizondo y Gabriela Esquivel Garduño 1335

PROPUESTA MESTODOLÓGICA PARA MODELACIÓN DEL IMPACTO DE LA MINERÍA DE CARBÓN EN LOS RECURSOS HÍDRICOS DE CUENCAS DE MONTAÑA
Nicolás Fernández, Luis Camacho, Neil McIntyre, María del Carme Huguet y Jillian Pearse 1343

CURVA-CHAVE OBTIDA POR SIMULAÇÃO HIDRODINÂMICA
Franciele Maria Vanelli, Leonardo Romero Monteiro y Fernando Mainardi Fan 1352

METODOLOGÍA PARA LA SIMILITUD HIDROLÓGICA EN CUENCAS HERMANAS, CASO BOSQUE LA PRIMAVERA, MÉXICO
María del Mar Navarro Farfán, Sonia Tatiana Sánchez Quispe, Mario Alberto Hernández Hernández, Julio Cardiel Díaz y Marco Antonio Martínez Cinco 1364

PROPUESTA DE UNA METODOLOGÍA DE ANÁLISIS DISTRIBUIDO DE LAS NECESIDADES HÍDRICAS PARA EL CULTIVO DE LA CAÑA DE AZÚCAR EN EL VALLE DEL CAUCA
Yobana Arias Arias y Jeannette del Carmen Zambrano Nájera 1373

OBTENCIÓN DEL RECURSO HÍDRICO SUPERFICIAL EN LA ZONA DEL BOSQUE LA PRIMAVERA, MÉXICO
María del Mar Navarro Farfán, Sonia Tatiana Sánchez Quispe, Mario Alberto Hernández Hernández, Daniel Rodriguez Licea y Marco Antonio Martínez Cinco 1385

INDICADORES DE DESEMPEÑO EN LA DISTRIBUCIÓN DE AGUAS PARA RIEGO EN EL DEPARTAMENTO 25 DE MAYO, PROVINCIA DE SAN JUAN
Silvia Mérida 1393

INCERTEZAS E IMPACTOS DE MUDANÇAS CLIMÁTICAS NOS RECURSOS HÍDRICOS
Carolina Natel de Moura, Miriam Rita Moro Mine y Eloy Kaviski 1402

IMPACTO HIDROLÓGICO DA BARRAGEM OESTE EM TAIÓ, BRASIL, NO AMORTECIMENTO DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ DO OESTE
Carolina Natel de Moura, Laís Gonçalves Fernandes, Júlio Gomes, Guilherme Xavier de Miranda Jr. y Everton Vieira 1414

FACTOR DE REDUCCIÓN POR ÁREA PARA EL ESTADO DE TABASCO, MÉXICO
Sinuhé Sánchez, Fernando González, Ramón Domínguez y Adam Hernández 1426

EVALUACIÓN DE LA APLICABILIDAD DE TÉCNICAS DE DISEÑO DE REDES DE MONITOREO HIDROCLIMATOLÓGICO EN CUENCAS URBANAS DE COLOMBIA. CASO DE ESTUDIO MUNICIPIO DE IBAGUÉ
Pedro Antonio Chacón Moreno, Jeannette del Carmen Zambrano Nájera y Nelson Obregón Neira 1434

ASPECTOS HIDROGEOLÓGICOS EN LA FORMACIÓN ABRUPTA DE CURSOS FLUVIALES EN CUENCAS SEMIÁRIDAS SEDIMENTARIAS
Nicolás Buono, Esteban Jobbágy, Marcelo Nosetto, Ángel Menéndez y Raúl Cáceres 1444

MODELACIÓN HIDRÁULICA DE LA LOCALIDAD DE HERNANDO, PROVINCIA DE CÓRDOBA
María Florencia Terré, Facundo José Alonso, Juan Carlos Bertoni y Ricardo Ingaramo 1456

IMPLEMENTACIÓN Y EVALUACIÓN DE PRONÓSTICOS HIDROLÓGICOS PROBABILÍSTICOS PARA SALTO GRANDE
Rodolfo Alvarado Montero, Nicolás Failache Gallo, Jan Talsma, Eduardo Zamanillo y Juan Badagian 1468

MODELAGEM E SIMULAÇÃO HIDROLÓGICA NUMA PEQUENA BACIA DO SEMIÁRIDO PARAIBANO, BRASIL
Eduardo Eneas de Figueiredo y José Junji Ota 1476

HIDROGRAMA DE DESCARGA DE UNA PRESA CALCULADO CON UNA DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD CONJUNTA DE GASTO MÁXIMO Y VOLUMEN
Óscar Arturo Fuentes Mariles, Maritza Liliana Arganis Juárez, Eduardo Omar Copca Maya y Raúl Daniel Hernández Arumir 1486

ESTUDIO DE LA DINÁMICA LAGUNAR EN EL DISTRITO DE VENADO TUERTO MEDIANTE HERRAMIENTAS GEOMÁTICAS
Magalí Valeria Soria, Vanina Alejandra Piñero, Nicolás Ledesma y Pedro Abel Basile 1499

TIEMPO DE ENTRADA DE AVENIDAS MÁXIMAS EN UN VASO DE ALMACENAMIENTO
Ana María Solís Encarnación y Claudia Rojas Serna 1507

ANÁLISIS MULTICRITERIO DE ALTERNATIVAS TÉCNICAS DE GESTIÓN DE SEDIMENTOS EN EMBALSES MEDIANTE MODELACIÓN HIDROLÓGICA DISTRIBUIDA
Manuela Otalvaro, Sergio Posada, Juan Camilo Rojas y Blanca A. Botero 1513

ANÁLISIS DE PRECIPITACIONES EXTREMAS EN EL CENTRO DE MÉXICO MEDIANTE INDICADORES DE CAMBIO CLIMÁTICO
Ruperto Ortiz Gómez, Luis Javier Muro Hernández y Jesús Enrique León Jiménez 1526

IMPLEMENTACIÓN EFICIENTE DE UN CÓDIGO EN PARALELO PARA RESOLVER LA ECUACIÓN DE FLUJO SUBTERRÁNEO EN MEDIOS HETEROGÉNEOS Y ANISÓTROPOS
Oscar D. Álvarez-Villa, Santiago Ospina, Kevin A. Pérez, Gaspar Monsalve, Daniela Blessent y Jaime I. Vélez 1538

ANÁLISE COMPARATIVA DE METODOLOGIAS DE CÁLCULO DE BORDA LIVRE RESULTANTE DA AÇÃO DOS VENTOS EM BARRAGENS DE MINERAÇÃO
Mariana Sampaio Barrozo, Nathália Couto Machado, Gladstone Rodrigues Alexandre y André Wilhiam Lauriano 1550

UTILIZACIÓN DE ALGUNOS AFOROS DE GASTO EN CUENCAS NO AFORADAS
Claudia Rojas Serna, Claude Michel, Charles Perrin y Vazken Andréassian 1563

PROCEDIMIENTO PARA LA CALIBRACIÓN HIDROLÓGICA DEL RADAR METEOROLÓGICO ARGENTINO RMA1
Celina Furbatto, Ricardo Ingaramo, Raúl Comes, Gastón Petroli, Andrés Rodríguez y Alberto Villa Uría 1571

REGIONALIZAÇÃO DE PARÂMETROS DE UM MODELO CHUVA-VAZÃO ENTRE ESCALAS PROGRESSIVAS DE SUB-BACIAS
Thaís Gularte Marques, Tiago Francisco Celar, Lucas Verino Zanella Giacomelli, Álvaro Prestes Ribeiro y Vitor Souza Viana Silva 1577

CARACTERIZACIÓN DE LLUVIAS DE CORTA DURACIÓN EN LOCALIDADES DE LA PROVINCIA DE SANTIAGO DEL ESTERO
Luis Alejandro Olmos, Jorge Prieto Villarroya, J. Guzmán, G. González, María Teresita Pilan y H. Van Meer 1584

UTILIZAÇÃO DO MODELO CAESAR-LISFLOOD NO MAPEAMENTO DE PERIGO POR INUNDAÇÃO BRUSCA. ÁREA URBANA DO MUNICÍPIO DE SÃO VENDELINO/RS, BRASIL
Fernando Campo Zambrano y Masato Kobiyama 1596

MODELACIÓN HIDROLÓGICA DISTRIBUIDA DEL ARROYO TORTUGAS, SISTEMA CARCARAÑÁ - CÓRDOBA, ARGENTINA
Eliana Jorquera, Javier Alvarez, Carlos Marcelo García, Paolo Gyssels y Micaela Pacher 1604

AVANCE EN EL ESTUDIO DE TORMENTAS CONVECTIVAS
Jorge Fabián Bonilla 1611

VARIACIÓN DEL NÚMERO DE CURVA EN FUNCIÓN DEL PERIODO DE RETORNO PARA LA CUENCA DEL RÍO MAYO
Juan Fco. Gómez Martínez, Juan Antonio López Orozco y José Alfredo González Verdugo 1621

ESCOAMENTO PLUVIAL EM TELHADOS VERDES EXTENSIVOS DE DIFERENTES ESCALAS
Cristiano Gabriel Persch, Rutinéia Tassi, Bruna Minetto y Daniel Gustavo Allasia Piccilli 1629

PREDICCIÓN DE CAUDALES MEDIOS MENSUALES USANDO ÁRBOLES DE REGRESIÓN
Julián David Rojo Hernández, Luis Fernando Carvajal Serna y Oscar José Mesa 1635

ANÁLISIS DE LA DISPONIBILIDAD DE AGUA ANTE DISTINTOS ESCENARIOS DE OFERTA Y DEMANDA EN LA CUENCA DEL RIO SAN ANTONIO, PROVINCIA DE CÓRDOBA
Javier Alvarez, César Luis García y Carlos Marcelo García 1646

PROYECCIONES ESTACIONALES DE CAUDALES EN LA CUENCA DEL LAGO SAN ROQUE
Javier Alvarez, Carlos Marcelo García, Nicolás Federico Guillén, Teresa María Reyna, Rodrigo Marcelo Valdés-Pineda y Juan B. Valdés 1651

APLICACIÓN CON FINES HIDROLÓGICOS DE MODELOS CLIMÁTICOS DE CIRCULACIÓN GLOBAL EN LA CUENCA ALTA DEL RÍO TERCERO
Javier Alvarez, Carlos Marcelo García, Teresa María Reyna, Rodrigo Marcelo Valdés-Pineda, Juan B. Valdés y Josefina Carranza 1657

AQUA-ZERO: SOFTWARE GRATUITO PARA ANÁLISIS HIDROLÓGICOS PRIMERA ETAPA, ANÁLISIS DE FRECUENCIAS
Victor Gustavo Cervantes Rico y Javier Murillo Jiménez 1667

OBTENCIÓN DE VALORES IDF EMPLEANDO SERIES DE PRECIPITACIÓN DESAGREGADAS A PARTIR DE UN MODELO DE CASCADA ALEATORIA
Andrés Burboa y Claudio Meier 1679

MONTAJE EXPERIMENTAL PARA LA EVALUACIÓN DE LA ESCORRENTÍA Y LA EVAPOTRANSPIRACIÓN EN TECHOS VERDES
Nicolás Cortes Torres, Andrés F. Duque Montenegro, Angie K. Guasca Gallardo, Roger S. Guio González, Edgar L. Villarreal González y Andrés E. Torres Abello 1688

ANÁLISIS DE SEQUÍAS METEOROLÓGICAS E HIDROLÓGICAS EN LA CUENCA DEL RÍO TEPALCATEPEC
Iván González Arreguín, Luis Daniel Oseguera Toledo, Omar Lucas Urbina, Sonia Tatiana Sánchez Quispe y Julio César Orantes Ávalos 1699

ESTIMACIÓN DE LA ASOCIACIÓN ENTRE INDICADORES DE VARIABILIDAD CLIMÁTICA NATURAL Y CAUDALES DEL RÍO PARAGUAY A TRAVÉS DE WAVELET
Micaela Suriano 1708

DETERMINACIÓN DEL ESTADO DE LA NAPA FREÁTICA EN EL BARRIO MANUEL DORREGO DE LA CABA MEDIANTE EL USO DE TECNOLOGÍA GIS
Sandra Liliana Flores 1717

VALIDACIÓN DEL SATÉLITE METEOROLÓGICO CHIRPS EN LA CUENCA RURRENABAQUE BOLIVIA
Freddy Collarani Anagua y Mauricio Villazon Gomez 1728

ADECUACIÓN HIDRÁULICA DE UN TERRAPLÉN FERROVIARIO PARA UN EVENTO DE ALTA RECURRENCIA
Alejandro R. Ruberto, Jorge V. Pilar y Marcelo J. M. Gómez 1737

IAHR AIIH
XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

SIMULACIÓN HIDROLÓGICA EN LA CUENCA DEL RÍO MALA USANDO MODELOS HIDROLÓGICOS SEMIDISTRIBUIDOS

Ing. David Yaranga Lázaro y Dr. Lía Ramos Fernández
I. Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología, Lima - Perú. Email: davidyar7@gmail.com
II. Profesora. Universidad Nacional Agraria La Molina, Lima - Perú. Email: liarf@lamolina.edu.pe

RESUMEN

El uso del modelo hidrológico permite poder estimar la disponibilidad hídrica en lugares donde no se cuenta con estaciones hidrológicas. Es por ello que son una herramienta útil para la gestión y planeamiento del recurso hídrico.

En el presente estudio se utilizaron cuatro modelos hidrológicos semidistribuidos que se encuentran dentro de la plataforma RS-Minerve, los mismos que fueron calibrados y validados a escala diaria y también se evaluó su eficiencia. De estos cuatro modelos, el modelo hidrológico Sacramento presento mejor desempeño, teniendo en la calibración (01/12/2002-31/12/2010) un índice de Nash de 0.74 y en la validación (01/01/2011 – 31/03/2015) un Nash de 0.8. Asimismo, fueron simulados los caudales en 15 subcuencas aguas arriba del punto de control La Capilla, con la finalidad de poder obtener la disponibilidad hídrica en puntos no aforados.

ABSTRACT

The use of the hydrological model allows to estimate the water availability in places where there are no hydrological stations. That is why it is a useful tool for the management and planning of water resources.

In the present study, four semi-distributed hydrological models are used within the RS-Minerve platform, which were calibrated and validated on a daily basis and their efficiency was also evaluated. Of these four models, the Sacramento hydrological model presented a better performance, taking into account the calibration (01/12 / 2002-31 / 12/2010) a Nash index of 0.74 and in the validation (01/01/2011 - 03/31/2015) a Nash of 0.8. Likewise, the flows were simulated in 15 sub-basins upstream of the La Capilla control point, in order to obtain water availability at untrained points.

PALABRAS CLAVES: Cuenca Mala; Modelos hidrológicos semi-distribuidos; RS-Minerve.

INTRODUCCIÓN

En muchas cuencas de nuestro país tenemos pocas estaciones hidrológicas, por lo tanto, estimar caudales de los ríos a partir de la precipitación será un tema importante de investigación. Es por ello que el objetivo principal es la estimación de la disponibilidad hídrica, con el fin de proporcionar información básica a las autoridades y que estas puedan gestionar el recurso hídrico de una cuenca como es el caso del rio Mala. Por ello se plantea la aplicación para la modelización hidrológica usando los modelos hidrológicos Sacramento, Socont, Gr4j y Hbv, que se encuentran dentro de la plataforma RS-Minerve.

MATERIALES Y METODOLOGÍA

La zona de estudio tiene como lugar la cuenca del rio Mala ubicado en territorio peruano. Presenta una extensión de 2332 Km2 y pertenece a la vertiente del Pacifico. Políticamente su territorio corresponde al departamento de Lima y provincias de Cañete. Huarochirí y Yauyos. Geográficamente se encuentra ubicado en los paralelos 11°53'36" y 12°41'03" de latitud Sur, y entre los meridiano 75°56'32" y 76°39'21" de longitud Oeste. En la Figura 1 se muestra el plano de ubicación de la cuenca, y las estaciones hidrológicas y meteorológicas. Teniendo una estación hidrológica (La Capilla), 9 estaciones de variables de precipitación, y 6 estaciones con variable de precipitación y temperatura.

Con la finalidad de poder estimar caudales producidos en la parte alta y media de la cuenca del rio Mala, se delimitaron un total de 15 subcuencas aguas arriba del punto de control, que a su vez fueron divididos en bandas altitudinales cada 400 m.

Después de haber obtenido la estructura hidráulica de la cuenca (Ver Figura 2), fueron calibrados y validados los modelos Sacramento, Socont, Gr4j y Hbv, que se encuentran dentro de la plataforma RS-Minerve. Finalmente fueron simulados los caudales en 15 suncuencas dentro de la zona de estudio.

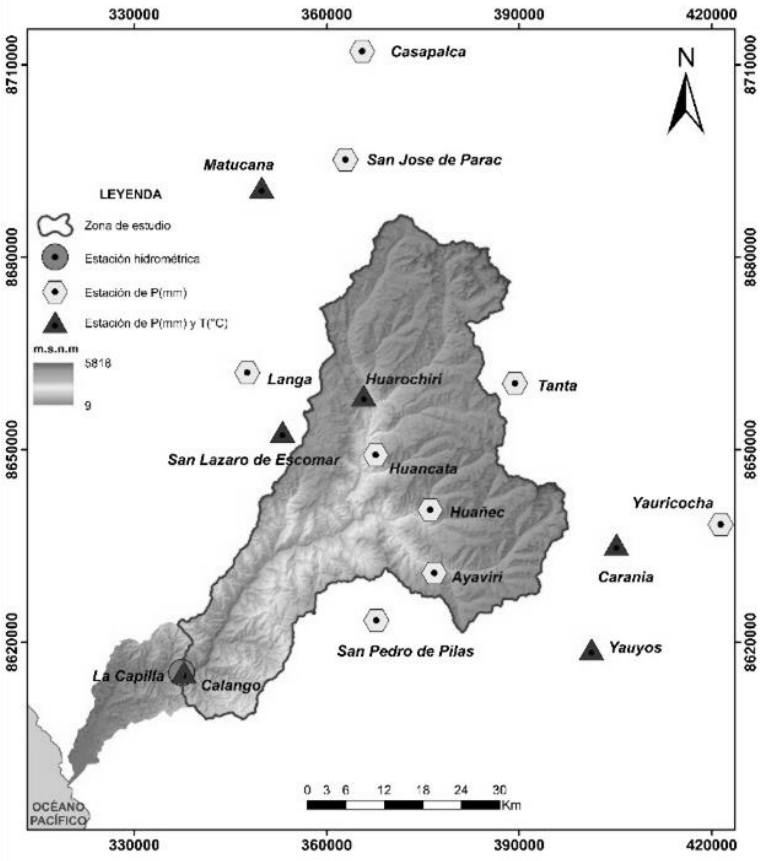


Figura 1.- Variación espacial de la altitud y ubicación de las estaciones hihidrometeorologicas en la zona de estudio

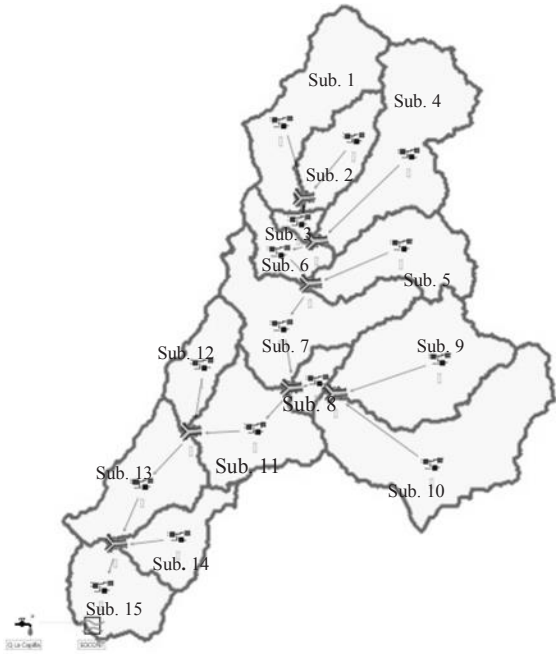


Figura 2.- Esquema hidráulico de la cuenca del rio Mala, teniendo como punto de calibración la estación hidrológica La Capilla.

MODELOS HIDROLÓGICOS

En el estudio fueron considerados cuatro modelos de lluvia-escorrentía los cuales trabajan a escala diaria. El modelo hidrológico Sacramento (Figura 3a) que presenta 16 parámetros fue propuesto por Burnash et al., 1973, para optimizar las características de humedad en el suelo distribuido en diferentes niveles, con características de percolación racional y para una eficiente simulación de descargas. Asimismo, el modelo SOCONT (Figura 3b) está constituido por submodelos, como es el Snow-GSM que simula los procesos de transformación de lluvia solida a liquida, que luego se conecta al modelo GR3 para producir la escorrentía, siendo trasmitida al modelo SWMM (Storn Water Management Model). Por otro lado, el modelo GR4J (Figura 3c) el cual presenta 4 parámetros para su calibración, requiere información de precipitación y temperatura. Por último, el modelo HBV (Figura 3c) propuesto por Bergström (1992 y 1995), presenta un submodelo de nieve en su estructura.

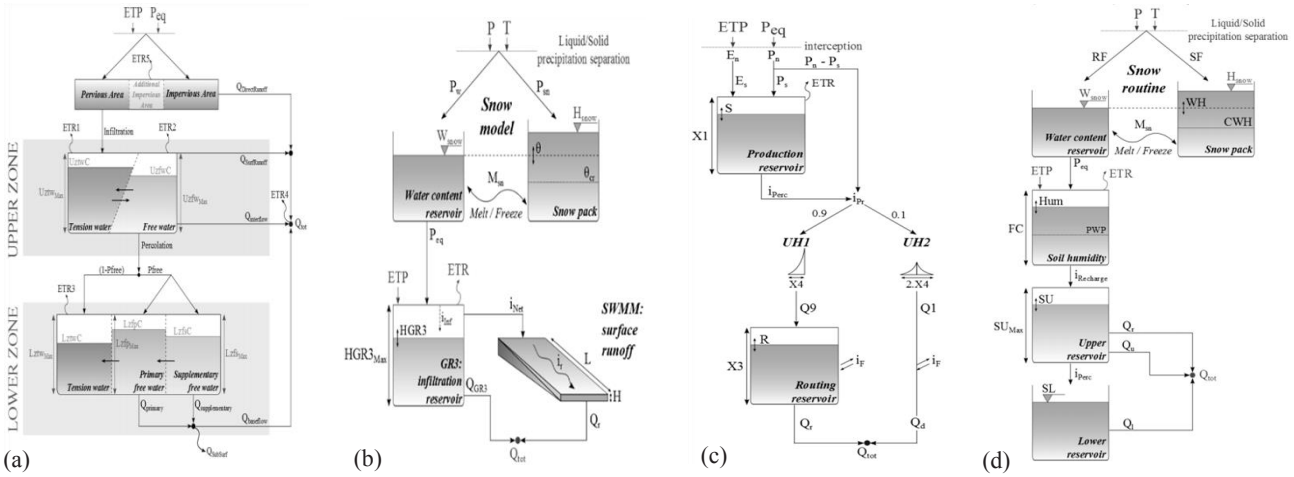


Figura 3.- Esquema de los modelos hidrológicos Sacramento (a), Hbv (b), Socont (c) y Gr4j (d).

Fuente: Garcia et al., (2015)

RESULTADOS

La serie de caudales generados por los modelos hidrológicos fue comparado con la serie de datos observados de la estación hidrológica "La Capilla" para los periodos (01/12/2002-31/12/2010) y (01/01/2011 – 31/03/2015), concernientes a la calibración y validación, respectivamente. En la Tabla 1 se muestra los indicadores de desempeño de los cuatro modelos y en lo general presentan un rendimiento de bueno a muy bueno según Moriasi et al. (2007) y Donigian y imhoff (2002). Asimismo, en la Figura 4 se muestra la estimación de aportaciones hídricas generadas para cada subcuenca en el periodo 01/12/2002 al 31/03/2015.

Tabla 1.- Resultados de los indicadores de desempeño de los modelos hidrológicos utilizados en la cuenca del rio Mala.

Periodo	Estadistico	Gr4j	Socont	Hbv	Sacramento
Calibración	Nash	0.74	0.82	0.83	0.74
	Nash-ln	0.95	0.4	0.88	0.91
	Coef. Pearson	0.87	0.91	0.91	0.9
	RRMSE	0.73	0.61	0.58	0.72
	RSR	0.51	0.43	0.41	0.51
	Ev	-0.15	-0.09	0.05	-0.29
Validación	Nash	0.67	0.75	0.67	0.8
	Nash-ln	0.92	0.4	0.83	0.9
	Coef. Pearson	0.89	0.92	0.92	0.9
	RRMSE	0.77	0.67	0.78	0.6
	RSR	0.57	0.5	0.58	0.44
	Ev	0.08	0.2	0.36	-0.1

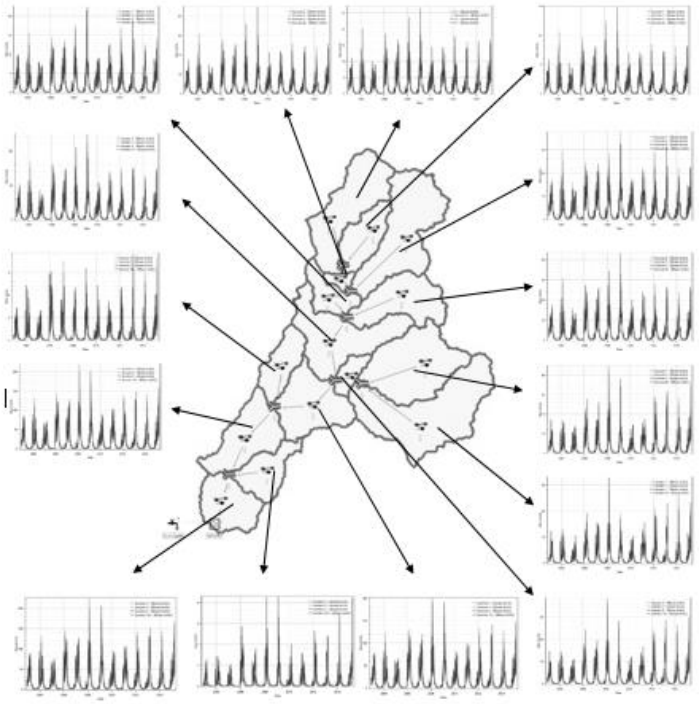


Figura 4.- Estimación de aportación hídrica en las subcuencas del rio Mala en el periodo 01/12/2002 al 31/03/2015.

CONCLUSIONES

En la calibración diaria de los cuatro modelos realizado en la estación hidrológica La Capilla, se obtuvo un rendimiento de "bueno" a " muy bueno" según Moriasi et al. (2007) y Donigian y imhoff (2002). Teniendo que el modelo hidrológico Sacramento presenta mejor desempeño. Asimismo, se realizó la simulación con cada uno de los modelos hidrológicos, con la finalidad de obtener estimación de aportación hídrica en cada uno de las subcuencas dentro de la zona de estudio.

REFERENCIAS

Bergström, S. (1992). "The HBV model-its structure and applications". SMHI Reports RH, No. 4.

Burnash, R. J. C., Ferral, R. L., and R.A, McGuire (1973). "A generalized streamflow simulation system – Conceptual modelling for digital computers". US Department of Commerce, National Weather Service and State of California, Department of Water Resources, pp 204, 1973.

Donigian AS, Imhoff (2002). From the Stanford model to BASINS: 40 years of watershed modeling In ASCE Task committee on evolution of hydrologic methods trough computer. Session 6: Watershed modeling case studies. Lowa State university Press, Ames: Washington, DC.;22.

García, J., Paredes, J., Foehn, A. and B. Roquier (2015). "RS MINERVE – Technical manual v2.1". RS MINERVE Group, Switzerland, Pp.1-130.

Moriasi DN, Arnold JG, Van Liew MW, Bingner RL, Harmel RD, veith TL. (2007). Model evaluation guidelines for systematic quantification of accuracy in watershed simulations. American Sciety of Agricultural and biological Engineers. 50:885-900.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

ESTIMACIÓN DE NIVELES MÁXIMOS ORDINARIOS (NAMO) DE INVIERNO Y DE VERANO PARA UNA PRESA HIDROELÉCTRICA DE MÉXICO

Ramón Domínguez Mora, Maritza Liliana Arganis Juárez, Eliseo Carrizosa Elizondo y Rosalva Mendoza Ramírez

Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México
rdm@pumas.iingen.unam.mx;MArganisJ@iingen.unam.mx;ecae@pumas.iingen.unam.mx; rmr@pumas.iingen.unam.mx

RESUMEN:

El noroeste de México se caracteriza por la ocurrencia ocasional de eventos de precipitaciones extraordinarias durante el invierno, conocidas como “equipatas”, que se traducen en un incremento en los escurrimientos en esa época del año. Lo anterior repercute en los volúmenes de ingreso a obras hidráulicas presentes en corrientes de agua superficial. Tal es el caso de la presa hidroeléctrica Luis Donaldo Colosio (“Huites”), ubicada sobre el río Fuerte en el estado de Sinaloa. El organismo operador de este embalse es la Comisión Federal de Electricidad quien junto con la Comisión Nacional del Agua tiene particular interés en la adecuada operación de las obras de excedencias de presas como la señalada. En este estudio se realizó la actualización de la avenida de diseño del vertedor de la presa Huites, usando el método de Instituto de Ingeniería, pero con la variante de obtener hidrogramas de diseño para dos épocas del año: la denominada verano que comprende los meses de abril a septiembre y la época de invierno, desde octubre hasta marzo; de esta forma fue posible definir valores del nivel máximos ordinarios (NAMO) de invierno y de verano, además de proponer adecuaciones a la política de operación de la obra de excedencias con ayuda de tránsitos de avenidas.

ABSTRACT:

The northwest of Mexico is characterized by the occasional occurrence of extraordinary rainfall events during the winter known as "equipatas", which result in an increase in runoff at that time of year. This has repercussions on the volumes of entrance to hydraulic works present in surface water currents. Such is the case of the Luis Donaldo Colosio hydroelectric dam ("Huites"), located on the Fuerte river in the state of Sinaloa. The operator of this reservoir is the Federal Electricity Commission, which, together with the National Water Commission, has a particular interest in the proper operation of works for exceedances of dams such as the one indicated. In this study the updating of the design avenue of the Huites dam was made, using the Institute of Engineering method, but with the variant of obtaining hydrographs of design for two seasons: the so-called summer that includes the months of April to September and the winter season, from October to March, additionally defined values of the maximum ordinary level (NAMO) of winter and summer as well as proposing adjustments to the operational policy of the exceedance work with the help of flood transits .

PALABRAS CLAVES: NAMO de invierno y verano; Presa Huites; Avenidas de diseño

INTRODUCCIÓN

La condición climática natural que tiene el noroeste de México de presentar eventos de precipitación grandes en la época de invierno, tiene repercusiones en los volúmenes de ingreso a obras hidráulicas presentes en corrientes de agua superficial. Tal es el caso de la presa hidroeléctrica Luis Donaldo Colosio ("Huites"), ubicada sobre el río Fuerte en el estado de Sinaloa (Figura 1) (Monroy et al., 2013). El organismo operador de este embalse es la Comisión Federal de Electricidad quien junto con la Comisión Nacional del Agua procuran la adecuada operación de las obras de excedencias de presas como la señalada. En este estudio se realizó una actualización de la avenida de diseño del vertedor de la presa Huites, aplicando el método de Instituto de Ingeniería, que ha sido utilizado ampliamente en distintas cuencas de México (Domínguez et al., 2012). Para el caso presentado se tiene la variante de obtener hidrogramas de diseño para dos épocas del año: la de verano que comprende los meses de abril a septiembre y la época de invierno, desde octubre hasta marzo. Los hidrogramas de diseño de verano y de invierno para un periodo de retorno de 10,000 años fueron transitados probando distintas elevaciones iniciales y políticas de operación, hasta definir un nivel de aguas máximo ordinario (NAMO) distinto para cada época del año, de manera que se evite el riesgo de falla hidrológica de la presa, durante su operación.

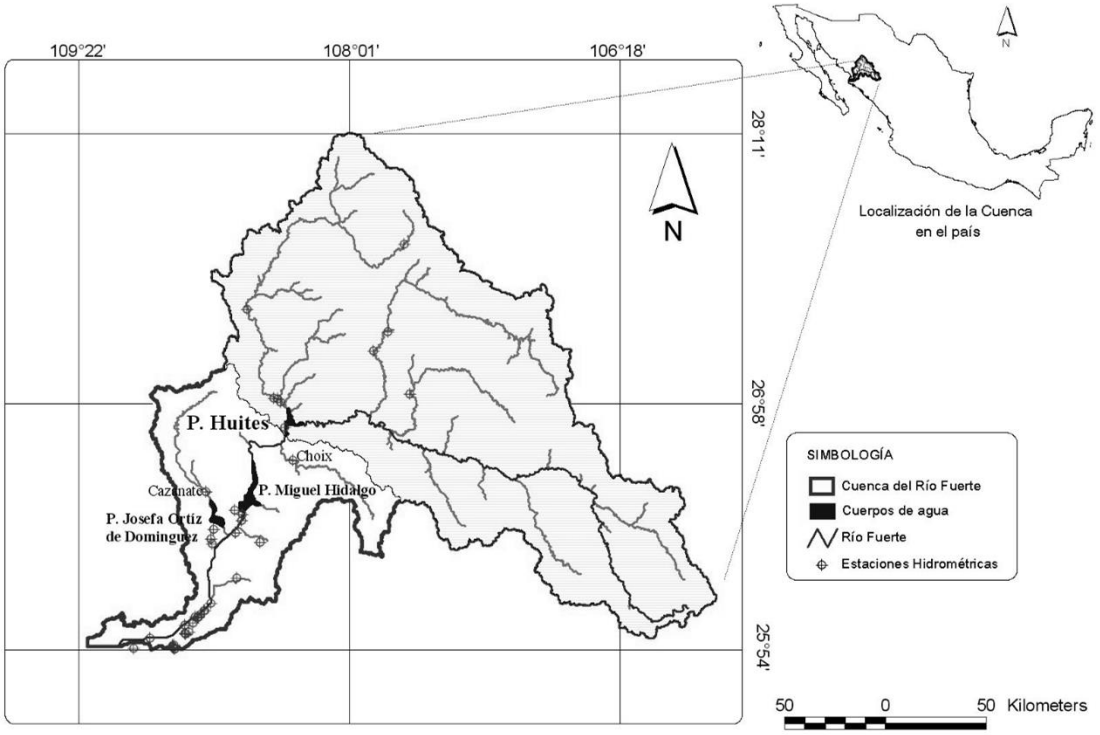


Figura 1.- Ubicación de la presa "Huites", Sin., sobre el río Fuerte, México

METODOLOGÍA

Método del Instituto de Ingeniería

El método del Instituto de Ingeniería parte del registro histórico de gastos medios diarios de ingreso al embalse (Vázquez 1995, Domínguez y Arganis 2012). En este estudio se obtienen, para cada año, los valores de los gastos medios máximos de verano (meses de abril a septiembre) e invierno (meses de octubre a marzo) para las duraciones de un día hasta una duración crítica de 16 días. A los registros correspondientes a cada duración se les realiza un análisis de frecuencias para obtener eventos de diseño de verano y de invierno para distintos periodos de retorno.

Para construir el hidrograma de diseño para un periodo de retorno dado, se seleccionan los gastos medios máximos diarios de 1 a 16 días y con estos valores se estiman los gastos diarios o individuales y se le da forma al hidrograma con el método de bloques alternos.

Tránsito de avenidas

El tránsito de avenidas o laminación de avenidas utiliza la ecuación de continuidad y la curva de elevaciones-capacidades-descargas por la obra de excedencias, para estimar el hidrograma que sale por la obra de excedencias, dado un hidrograma de entrada al embalse, a partir de una propuesta de elevación y almacenamiento iniciales en el embalse (Aparicio, 2012).

APLICACIÓN Y RESULTADOS

Inicialmente se obtuvo la avenida de diseño usando todos los datos sin distinción de época del año y para una duración de 40 días. La simulación del tránsito de esta avenida permitió definir el tiempo base o duración crítica que se estableció de 16 días para usarlo en la obtención de las avenidas de verano y de invierno.

Avenida de diseño de verano para un Tr=10,000 años

Al aplicar el método del Instituto de Ingeniería a los gastos medios máximos de verano para duraciones de 1 a 16 días, el análisis de frecuencias dio como funciones de mejor ajuste las de tipo Doble Gumbel (en la Figura 2 se ejemplifica el caso para la duración de un día). La avenida de diseño obtenida para el verano se observa en la Figura 3, con un gasto medio diario máximo de 6886.79 m^3/s.

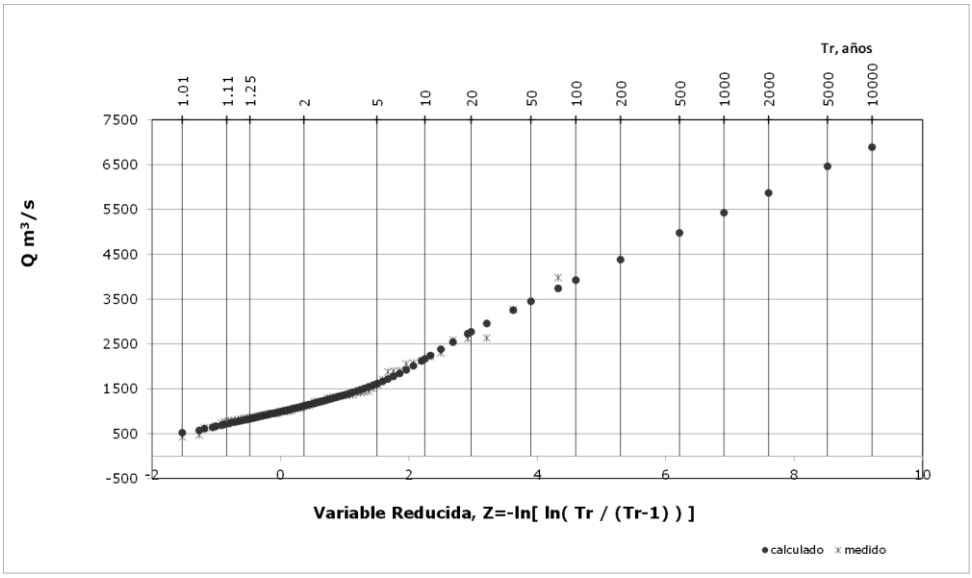


Figura 2.- Ajuste Doble Gumbel para el gasto medio máximo de verano duración de 1 día

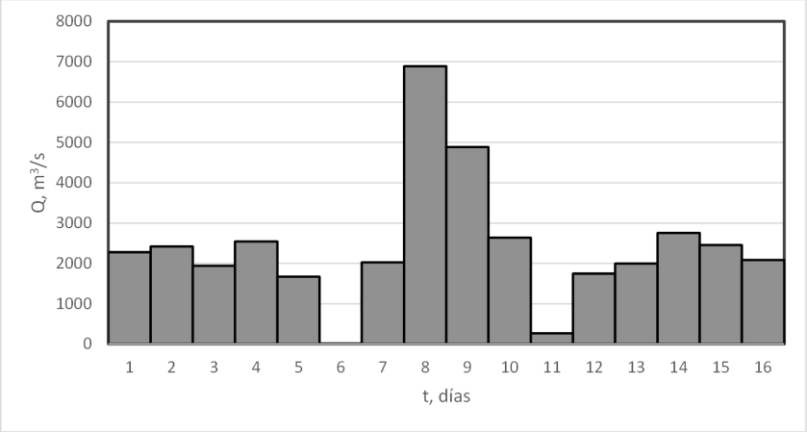


Figura 3.- Avenida de diseño de verano, Tr=10,000 años. Presa Huites, Sin., México

Avenida de diseño de invierno para un Tr=10,000 años

Para el caso de los datos de invierno, del análisis de frecuencias también se seleccionaron funciones Doble Gumbel y se construyeron las curvas gasto-duración-periodo de retorno (Figura 4).

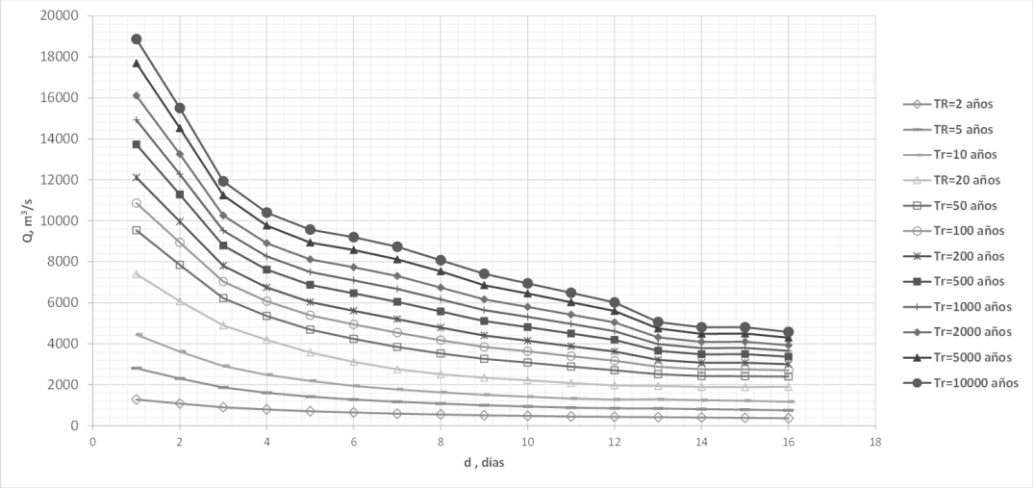


Figura 4.- Curvas gasto-duración-periodo de retorno. Invierno. Huites, Sin., México

La avenida de diseño de invierno, correspondiente a un periodo de retorno de 10,000 años, que tiene un gasto máximo de 18864.78 m^3/s, se ilustra en la Figura 5.

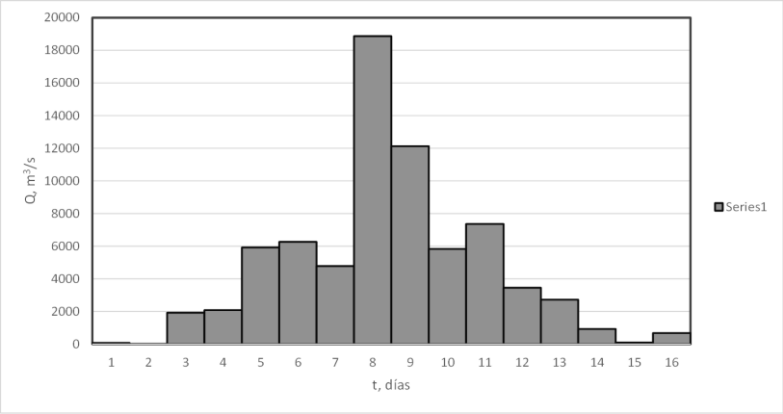


Figura 5.- Avenida de diseño de Invierno, Tr=10,000 años. Presa Huites, Sin., México

Tránsito de avenidas

Se realizó el tránsito de las avenidas de verano y de invierno, primero considerando el NAMO que actualmente maneja el organismo operador del embalse (270 msnm) (Figuras 6 y 7) y la política de operación actual (Figura 8).

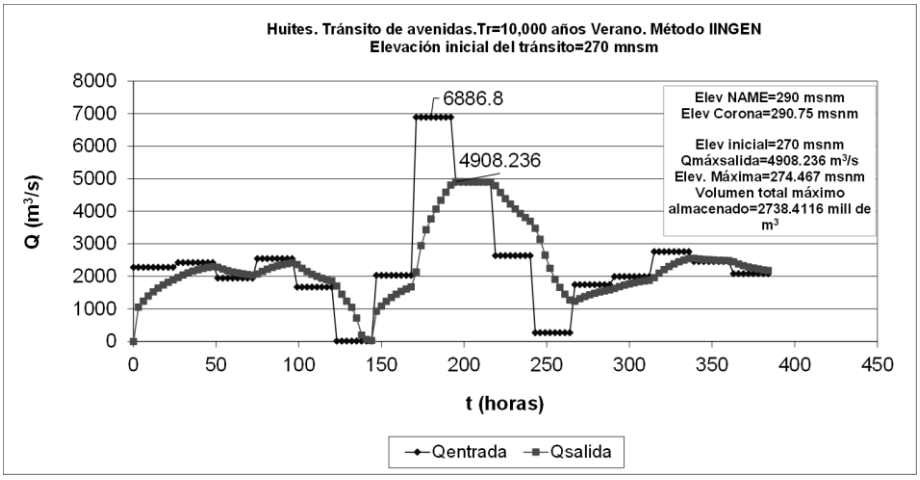


Figura 6.- Tránsito de avenidas Tr=10,000 años Verano. NAMO original (Elev 270 msnm). Presa Huites, Sin., México

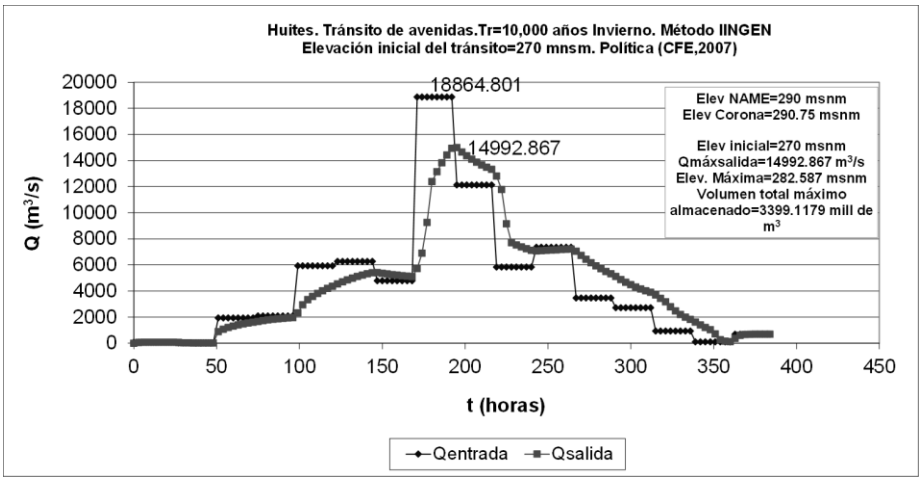


Figura 7.- Tránsito de avenidas Tr=10,000 años Invierno. NAMO original (Elev 270 msnm). Presa Huites, Sin., México

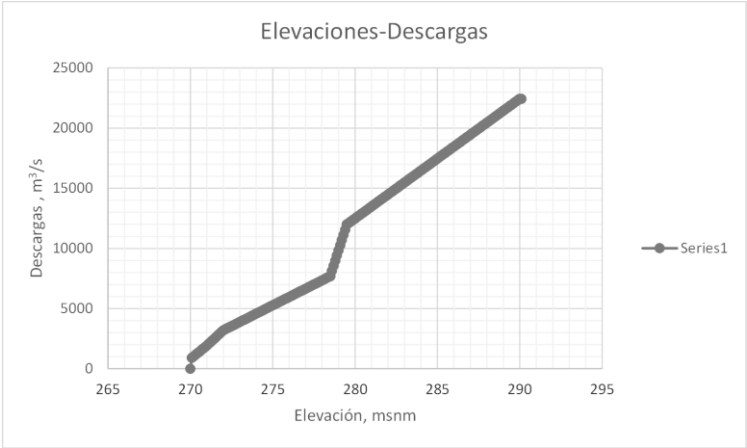


Figura 8.- Curva elevaciones-descargas política original (CFE, 2007). Presa Huites, Sin.

Debido a que el nivel máximo alcanzado en el embalse quedaba muy por debajo del NAME, se realizaron 2 nuevas simulaciones: 1) para la avenida de verano se propuso la condición de elevación inicial del embalse de 280 msnm y una política de descarga más conservadora a partir de ese nivel 2) para la avenida de invierno se propuso como condición una elevación inicial de 276 msnm y con una política de descarga distinta a la del verano. Los resultados de los dos tránsitos propuestos para las avenidas de verano y de invierno se observan en las Figuras 9 y 10.

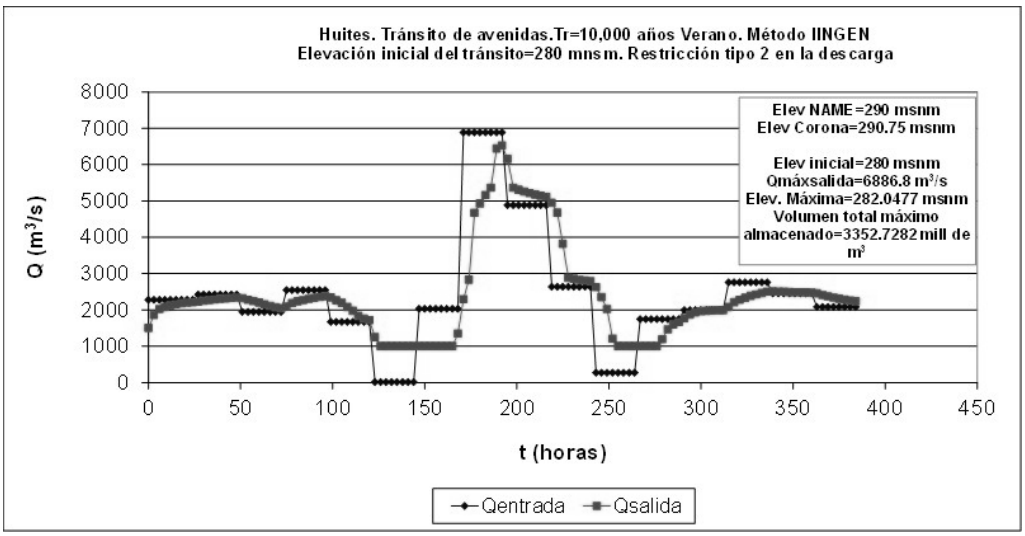


Figura 9.- Tránsito de avenidas Tr=10,000 años Verano NAMO modificado de verano (Elev 280 msnm). Presa Huites, Sin., México

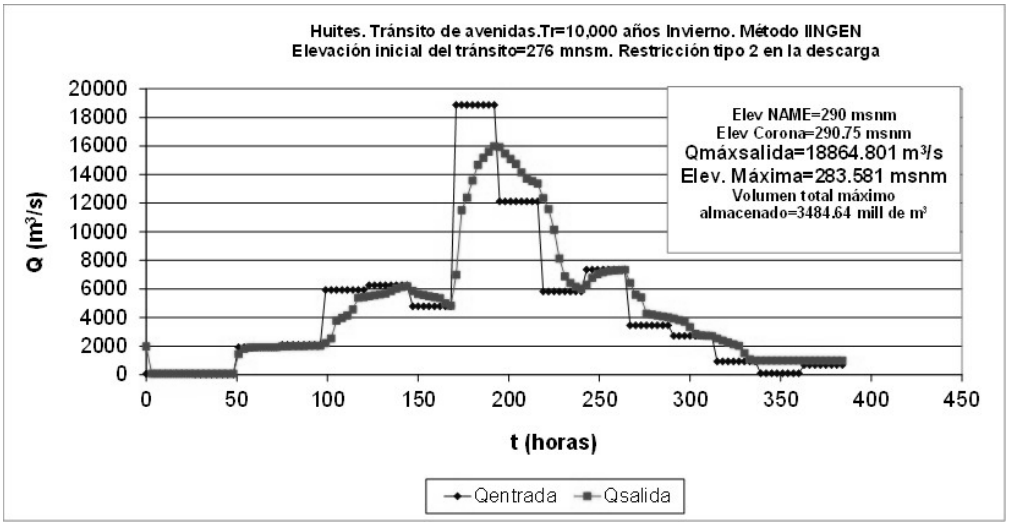


Figura 10.- Tránsito de avenidas Tr=10,000 años Invierno. NAMO modificado de invierno. (Elev 276 msnm) Presa Huites, Sin., México

Adicionalmente se consideró darle una forma al gasto de pico de las avenidas de diseño, conservando el volumen al centro del hidrograma, con el fin de verificar el valor de la elevación máxima alcanzada por el embalse. En la Figura 11 se indica el resultado del tránsito para la avenida de verano y en la Figura 12 el de la avenida de invierno, en este último caso se observa que la elevación máxima del agua es casi un metro más que cuando no se considera el pico de la avenida, pero aún sin peligro de rebase del NAME.

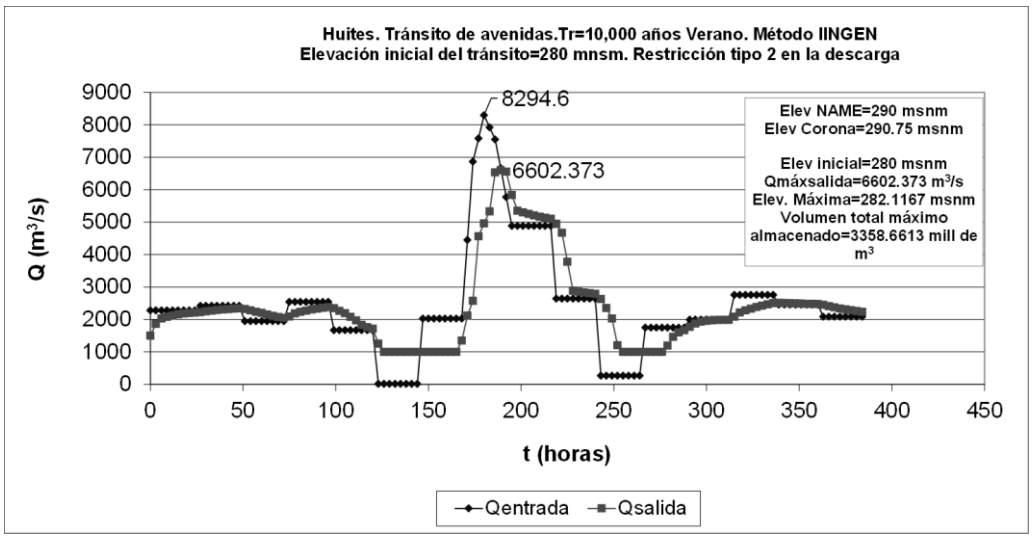


Figura 11.- Tránsito de avenidas Tr=10,000 años dando forma al gasto de pico de la avenida de Verano. NAMO verano. (Elev. 280 msnm) Presa Huites, Sin., México

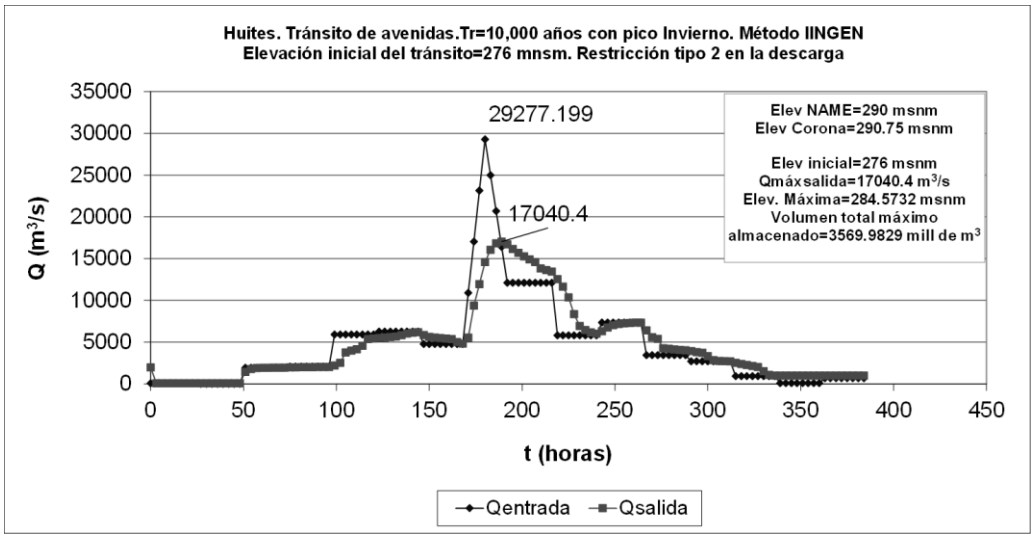


Figura 12.- Tránsito de avenidas Tr=10,000 años dando forma al gasto de pico de la avenida de Invierno. NAMO de invierno (Elev 276 msnm). Presa Huites, Sin., México

Las políticas de descarga propuestas para verano y para invierno, además de la política original aparecen en la Figura 13.

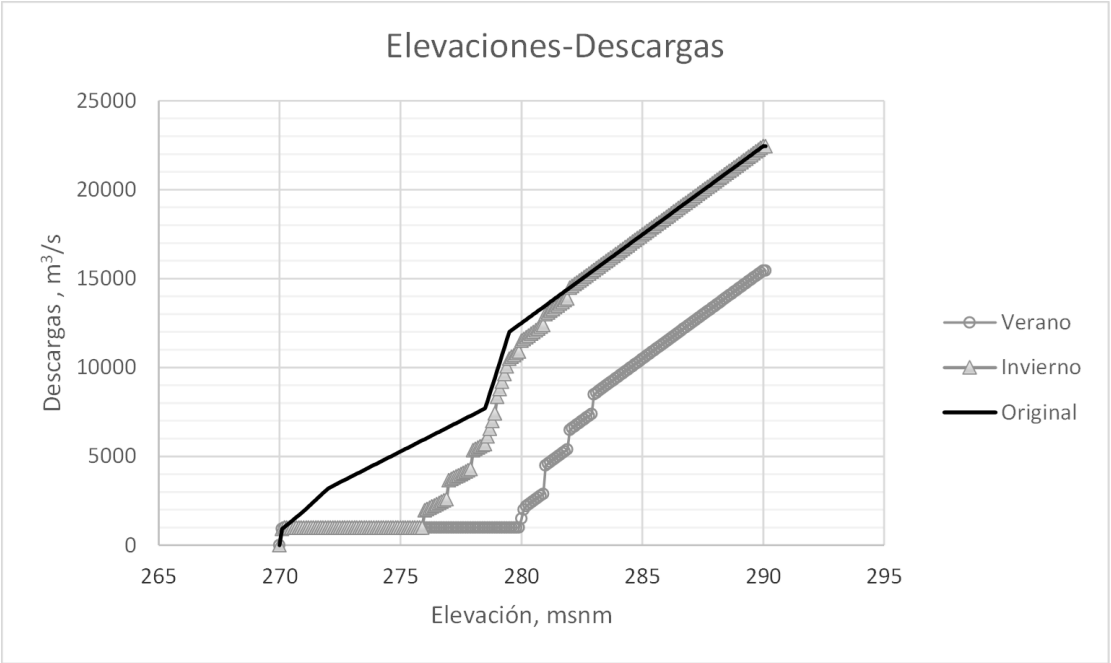


Figura 13.- Curva elevaciones-descargas verano, invierno y original. Presa Huites, Sin.

CONCLUSIONES

Se actualizaron las avenidas de diseño para la presa Huites, Sin., considerando dos épocas diferenciadas en el año; el invierno y el verano.

Al realizar la simulación del tránsito de las avenidas de diseño, se definieron nuevos valores del nivel de aguas máximo ordinario NAMO y de las política de las descargas del vertedor para cada época del año

Para las avenidas de invierno, que son las más conservadoras, se logró sobreelevar el NAMO original en 6 m (proponiéndolo a la elevación 276 msnm). Adicionalmente se planteó una nueva política de las descargas del vertedor, con lo que se conseguiría un mayor almacenamiento en el embalse, sin riesgo de rebase del nivel de aguas máximo extraordinario NAME (290 msnm) ya que la elevación máxima que se podría alcanzar en la época de invierno ante una avenida con periodo de retorno de 10,000 años sería de 284.57 msnm.

Para el caso del verano se propone un NAMO a la elevación 280 msnm (es decir 10 metros arriba del NAMO original) ya que con una nueva política de extracción de verano propuesta no habría peligro de rebase del NAME, aún considerando un pico de avenida de 8294.6 m^3/s porque la elevación máxima que podría alcanzarse al transitar esta avenida por el embalse sería de 282.12 msnm

REFERENCIAS

Aparicio, M. F.J. (2012). *Fundamentos de hidrología de superficie*. Limusa, Ciudad de México, México.
Domínguez, M. R. and **M.L. Arganis J.** (2012). "Validation of methods to estimate design discharge flow rates for dam spillways with large regulating capacity". *Hydrological Sciences Journal*, Vol. 57 No. 3, March, 2012, pp 1–19.

Domínguez M. R., Arganis J. M. L. Carrizosa E. E., De Luna, C. F, Esquivel G.G. y Mendoza R. A. (2007). *Determinación de Políticas de Operación del Río Fuerte*. Para CFE. Informe Final, México.
Monroy, C. V., Arganis, J. M.L., Carrizosa E. E. y Domínguez, M. R.(2013).”Comparación de dos métodos para actualizar avenidas de diseño de la presa Huites, Sin.”. *Memorias III Jornadas de Ingeniería del Agua*, Valencia, España
Vázquez, C.M.T.(1995). *Procedimiento sistemático para el cálculo de la avenida de diseño en presas con gran capacidad de regulación*. Tesis de Maestría. DEPFI. UNAM, México

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

FACTORES REGIONALES PARA OBTENER GASTOS MEDIOS MÁXIMOS PARA DISTINTAS DURACIONES

Maritza Liliana Arganis Juárez, Ramón Domínguez Mora, Eliseo Carrizosa Elizondo y Óscar A. Fuentes Mariles
Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México
MArganisJ@iingen.unam.mx; rdm@pumas.iingen.unam.mx;ecae@pumas.iingen.unam.mx;ofm@pumas.iingen.unam

RESUMEN:

El análisis de escurrimientos para estimar las avenidas de diseño de obras hidráulicas cobra auge a medida que se tiene una red de medición hidrométrica amplia. En este estudio se presenta un procedimiento para determinar factores medios adimensionales que relacionan los caudales instantáneos máximos anuales, con los gastos medios máximos obtenidos para distintas duraciones, en cuencas aforadas pertenecientes a dos regiones hidrológicas de México. Posteriormente se obtienen ecuaciones regionales para estimar, con ayuda de la fisiografía, los parámetros de modelos que asocian a los factores medios con la duración. Para aplicar el procedimiento propuesto se seleccionaron 6 estaciones hidrométricas de las regiones hidrológicas 36 y 37. El método presentado se caracteriza por su sencillez; sin embargo, se requiere de un análisis detallado para encontrar las características fisiográficas que mejor se correlacionen con los parámetros de los modelos. También es importante el agrupamiento de estaciones hidrométricas homogéneas para la estimación de estos factores para distintas duraciones para sitios con escasa o nula información hidrométrica.

ABSTRACT:

Run-off analysis to estimate hydraulic design avenues is gaining momentum as we have a wide gauging stations network. This study presents a procedure to determine non-dimensional average factors that relate the maximum annual instantaneous flows, with the maximum average costs obtained for different durations, in gauged basins belonging to two hydrological regions of Mexico. Subsequently, regional equations are obtained to estimate, with the help of physiography, the parameters of models that associate medium factors with duration. To apply the proposed procedure, 6 gauging stations were selected from hydrological regions 36 and 37. The presented method is characterized by its simplicity; however, a detailed analysis is required to find the physiographic characteristics that best correlate with the parameters of the models. The grouping of homogeneous gauging stations is also important for the estimation of these factors for different durations for sites with little information or ungauged.

PALABRAS CLAVES: caudal máximo instantáneo anual; factores regionales; duración; México

INTRODUCCIÓN

Los análisis de escurrimientos son fundamentales para la estimación de las avenidas de diseño de obras hidráulicas.

En México, desafortunadamente, se cuentan con pocas estaciones hidrométricas en comparación con las de tipo climatológico (Domínguez, 2017). Por lo anterior es importante contar con alternativas para estimar caudales máximos para distintas duraciones para realizar los análisis descritos (Vázquez, 2005, Domínguez y Arganis, 2012, Fuentes et al., 2015).

En este estudio se presenta un procedimiento para determinar factores que relacionen los caudales máximos anuales instantáneos con los gastos medios máximos obtenidos para distintas duraciones en cuencas aforadas. Se consideran los caudales de las regiones hidrológicas (RH) de México 36 y 37 para obtener ecuaciones regionales basadas en características fisiográficas para estimar los parámetros de los modelos que asocian a los factores promedio con la duración. Para aplicar el procedimiento propuesto se seleccionaron 6 estaciones hidrométricas dentro de las regiones hidrológicas mencionadas (Figura 1 y Tabla 1).

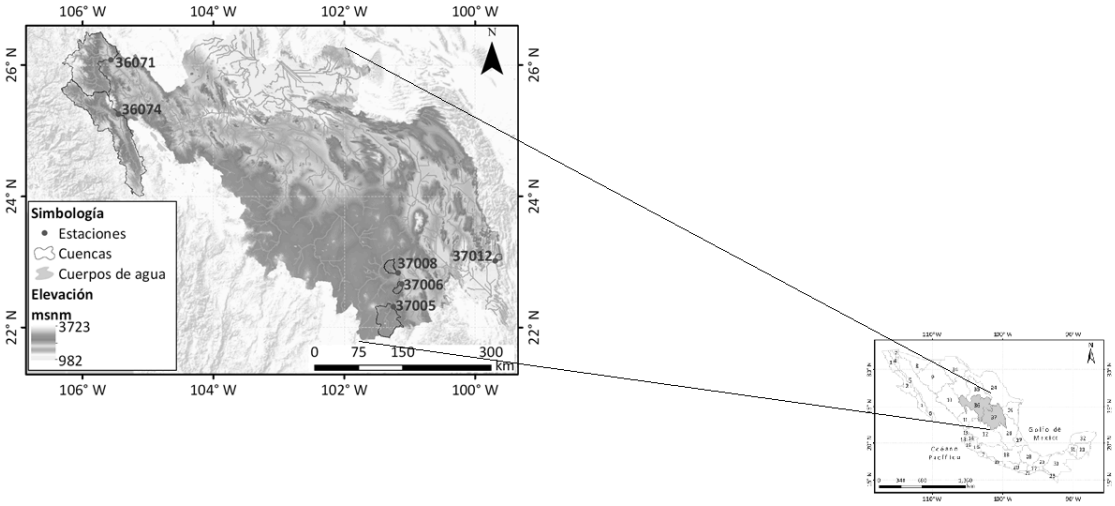


Figura 1.- Regiones hidrológicas 36 y 37 de México e hidrométricas consideradas.
Fuente: Domínguez et al, 2017

Tabla 1.- Estaciones hidrométricas seleccionadas RH 36 y 37, México

Clave	Nombre
36071	Sardinas
36074	Salomé Acosta
37005	Los Pilares
37006	El grito
37008	Tula
37012	El tule

METODOLOGÍA

Factores promedio $\overline{f}^n$

Para obtener factores (f_j^n) que asocian al gasto medio máximo anual para la duración n ($\overline{Q^n}$) con el gasto máximo instantáneo anual (Qmi), de cada año j, se obtiene el registro de gastos máximos instantáneos anuales y el registro de gastos medios diarios, de la base de datos Banco Nacional de Aguas Superficiales (BANDAS) manejado por la Comisión Nacional del Agua (Conagua) de México (Conagua, 2018). Con el registro de gastos medios diarios se calculan los gastos medios máximos anuales para duraciones n de 1 a d días, para cada año j (ecuación 1)

$$\overline{Q_j^n} = Máx \frac{\sum_k^{(k+n-1)} Q_k}{n} \qquad [1]$$

Donde n es la duración en días (n varía de 1 a d), k contador que indica el día en que inicia el lapso de duración n, $\overline{Q^n}$ gasto medio máximo asociado a la duración n, Q_k gasto medio diario en el día k (es el dato del registro).

En cada estación, se calcula el cociente del gasto medio máximo para las distintas duraciones entre el gasto máximo anual de cada año (j).

$$f_j^n = \frac{\bar{Q}_j^n}{Qmi} \qquad [2]$$

Los factores promedio $\bar{f}^n$, para cada duración n y para cada estación, se obtienen promediando los factores f_j^n obtenidos en todos los años de registro.

Ecuaciones de $\bar{f}^n$ en función de la duración

Para cada estación (i) analizada se obtiene la línea de tendencia del factor promedio $\bar{f}^n$ en función de la duración (n) que en el caso de las regiones analizadas tiene la forma :

$$\bar{f}^n = a_{1_i} \ln(n) + a_{2_i} \qquad [3]$$

Se obtiene la correlación entre los parámetros a_1 y a_2 obtenidos para cada estación para observar si tienen dependencia; en caso de encontrarla, se selecciona uno de los parámetros para asociarlo con las características fisiográficas de las estaciones de la región analizada. Si no existe dependencia, cada parámetro se asociaría con las características fisiográficas para estimarlo.

Ecuación regional de los parámetros a_1 y a_2 en función de fisiografía de las cuencas

Por otro lado a cada estación de la región analizada se les calcula sus características fisiográficas, obtenidas con el software ArcGis© : Área de la cuenca (A_C), en km^2, pendiente media de la cuenca (Smc), adimensional , Longitud del cauce principal (Lcp), en km, tiempo de concentración (t_c), en horas.

Se obtiene la ecuación regional de ajuste de los parámetros a_{1_i} o a_{2_i} en función del área de la cuenca o de otras características fisiográficas que muestren estar correlacionadas.

Cálculo de gastos medios máximos para distintas duraciones en una cuenca aforada

Para una cuenca aforada, la obtención de los gastos medios máximos para distintas duraciones se realiza multiplicando el factor promedio $\bar{f}^{n}$ para la duración n por el gasto máximo instantáneo Qmi de un año dado j.

Cálculo de gastos medios máximos para distintas duraciones en una cuenca no aforada o con escasa información

Para una cuenca no aforada (o con pocos años de registro), los gastos medios máximos para distintas duraciones se obtienen con ayuda de las características fisiográficas. Tales características (por ejemplo, el área de la cuenca) se sustituyen en la ecuación regional de los parámetros de los modelos (a_1 y a_2) y conocida la duración n con la ecuación 3, se calcula el factor promedio. Si la estación cuenta con un valor del gasto máximo instantáneo en un año j dicho valor, se multiplica por el factor promedio $\bar{f}^{n}$ obteniéndose con ello, el gasto medio máximo para la duración n en un año j.

Cuando la cuenca no está aforada se pueden recurrir a ecuaciones regionales para estimar la media del gasto máximo instantáneo (Domínguez et al., 2017) y este valor se multiplica por el factor promedio para estimar el gasto medio máximo para cada duración.

Si interesa obtener una avenida de diseño, se realiza el análisis de los gastos medios máximos previamente calculados, considerando las duraciones (n) de uno a d días, donde d corresponderá al tiempo base de la avenida de diseño. Posteriormente, se calculan los gastos individuales y se usa el método de bloques alternos u otro procedimiento para dar forma a la avenida de diseño.

APLICACIÓN Y RESULTADOS

Factores promedio f en función de la duración

Los factores promedio f obtenidos para las 6 estaciones y duraciones de 1 a 10 días aparecen en la Tabla 1.

Tabla 1.- Factores promedio $\bar{f}^{n}$. Regiones hidrológicas 36 y 37 en México

Duración	Estación					
[días]	36071	36074	37005	37006	37008	37012
1	0.739	0.717	0.273	0.123	0.189	0.400
2	0.631	0.637	0.206	0.076	0.114	0.326
3	0.565	0.574	0.183	0.058	0.088	0.284
4	0.511	0.522	0.158	0.047	0.075	0.256
5	0.470	0.483	0.141	0.041	0.064	0.242
6	0.442	0.452	0.128	0.036	0.054	0.232
7	0.417	0.428	0.117	0.032	0.048	0.224
8	0.397	0.407	0.108	0.029	0.042	0.215
9	0.378	0.390	0.100	0.026	0.039	0.206
10	0.363	0.374	0.093	0.024	0.036	0.197

Algunas características fisiográficas de las estaciones analizadas se encuentran en la Tabla 2.

Tabla 2.- Características fisiográficas de estaciones hidrométricas. Regiones hidrológicas 36 y 37 en México

	Estación					
	36071	**36074**	**37005**	**37006**	**37008**	**37012**
Ac [km^2]	4974.9	6743.9	1510.1	173.9	308.2	89.6
Smc [adim]	0.2549	0.2493	0.0857	0.1477	0.0910	0.2345
Lcp [km]	180.4	241.1	93.9	25	52.6	22
tc [h]	31.1	48.4	17.3	4.4	8.8	2.8
NC	74.6	76.5	71.8	74.2	67.2	72.1
S [cm]	8.7	7.8	10	8.8	12.4	9.8

Se obtuvieron modelos logarítmicos del tipo de la ecuación 3, en la Figuras 2 se presentan las gráficas del comportamiento del factor promedio $\overline{f}^{n}$ con la duración n en días y las ecuaciones obtenidas para las 6 estaciones.

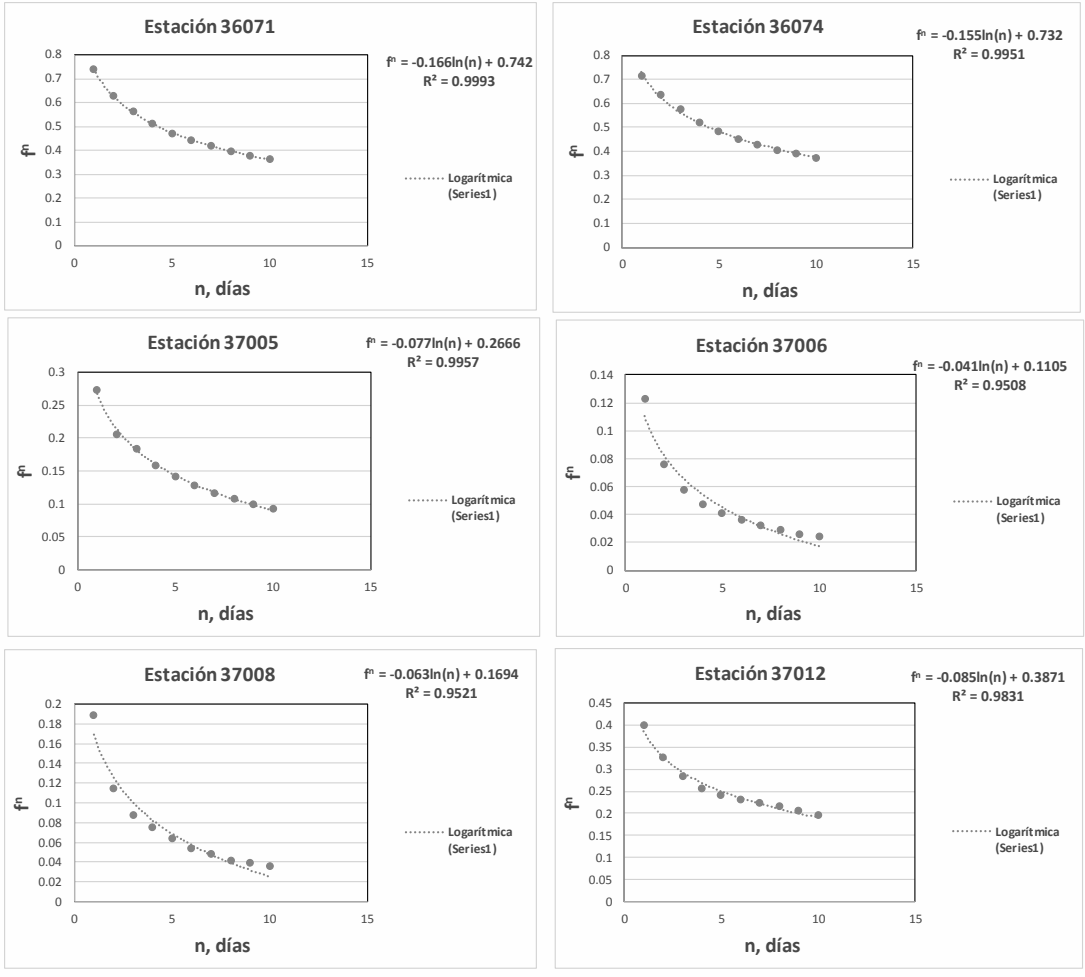


Figura 2.- Comportamiento del factor promedio $\overline{f}^{n}$ con la duración. Estaciones hidrométricas de las Regiones hidrológicas 36 y 37

El resumen de los parámetros de los modelos anteriores y de los coeficientes de determinación aparece en la Tabla 3.

Tabla 3.- Parámetros de modelos logarítmicos para estimar $\bar{f}^n$ y valor del coeficiente de determinación R^2. Regiones hidrológicas 36 y 37 en México

Parámetros	36071	36074	37005	37006	37008	37012
a_1	-0.17	-0.16	-0.08	-0.04	-0.06	-0.09
a_2	0.74	0.73	0.27	0.11	0.17	0.39
R^2	0.9993	0.9951	0.9957	0.9508	0.9521	0.9831

De la figura 2 y de la Tabla 3 se observan coeficiente de determinación R^2 cercanos a 1 entre los factores y la duración con los modelos logarítmicos obtenidos; los de las estaciones 36071,36074 y 37005 fueron mayores a 0.99 y el menor coeficiente de determinación fue de 0.9508 correspondiente a la estación 36006.

Al dibujar para cada estación los parámetros a_2 contra a_1 (Figura 3), la correlación lineal entre los parámetros a_1 y a_2 de los modelos fue de 0.9818, la pendiente de la recta de ajuste entre ellos fue de -5.3812 y la ordenada al origen de -0.1252 (Figura 8). El comportamiento lineal entre ambos parámetros llevó a la decisión de obtener la ecuación de ajuste entre uno de ellos y las características fisiográficas de las estaciones hidrométricas.

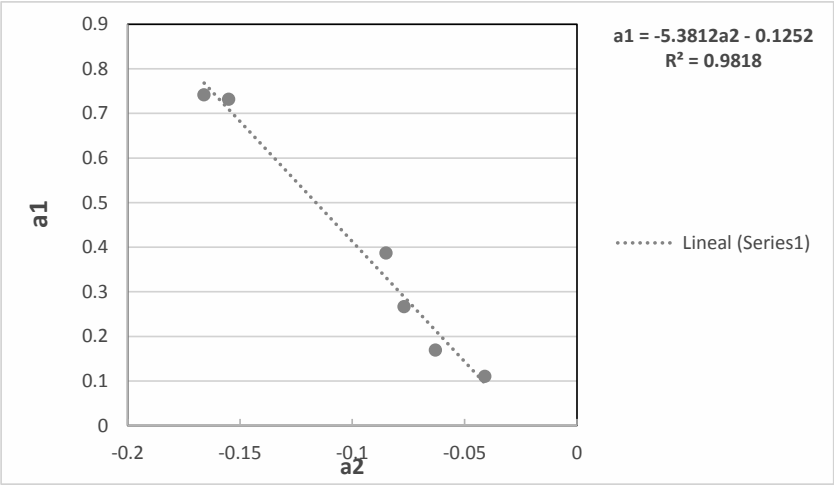


Figura 3.- Comportamiento del parámetro a_1 contra el parámetro a_2 de modelos logarítmicos de las 6 estaciones hidrométricas. Regiones hidrológicas 36 y 37

En la Figura 4 se ilustra el caso de la línea de tendencia obtenida para los parámetros a_1 obtenidos de los modelos de las 6 estaciones hidrométricas y una característica fisiográfica (en este caso, el área de la cuenca).

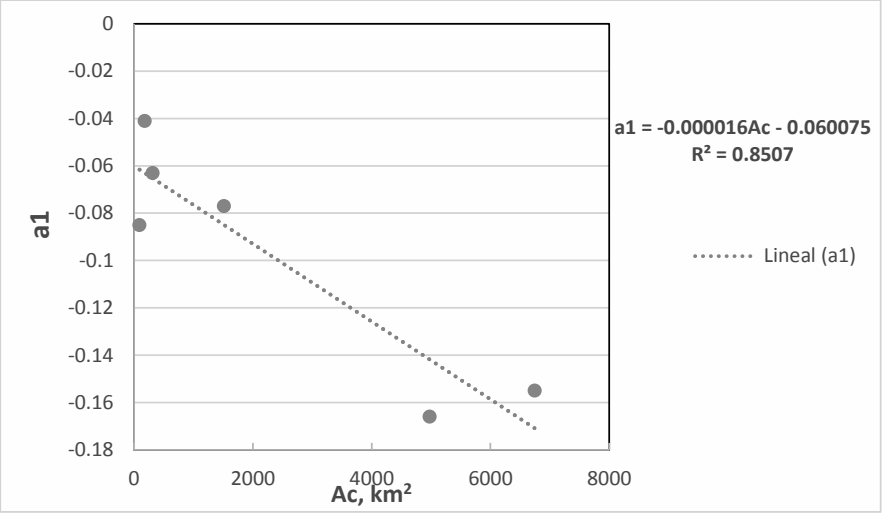


Figura 4.- Comportamiento del parámetro a_1 con el área de la cuenca Ac. Regiones hidrológicas 36 y 37

Con la ecuación de la Figura 4 y conocida el área de la cuenca de otro sitio de la región hidrológica, se calcula el parámetro a_1, y el a_2 se estima con el valor obtenido de a_1 con la ecuación de la recta que asocia a ambos (Figura 8). Estos valores se emplean en la ecuación 3 para encontrar los factores promedio $\bar{f}$ para distintas duraciones.

Con esos factores y con el dato del gasto máximo instantáneo (medido o estimado a partir de métodos regionales) (Domínguez et al., 2017), se calculan los gastos medios máximos para distintas duraciones.

En las Figuras 5 a 7 se detalla el comportamiento del parámetro a_1 con otras características fisiográficas: pendiente media de la cuenca (Smc, adimensional), longitud del cauce principal (Lcp, km) y tiempo de concentración (tc, en h).

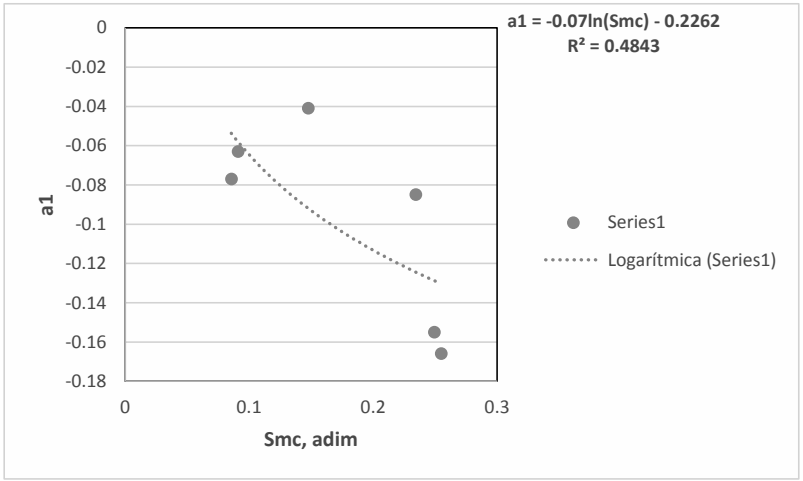


Figura 5.- Comportamiento del parámetro a_1 con la pendiente media de la cuenca Smc. Regiones hidrológicas 36 y 37

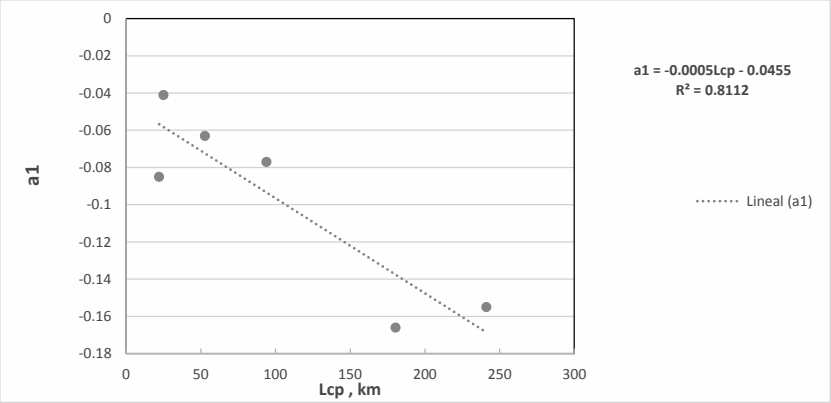


Figura 6.- Comportamiento del parámetro a_1 con la longitud del cauce principal Lcp. Regiones hidrológicas 36 y 37

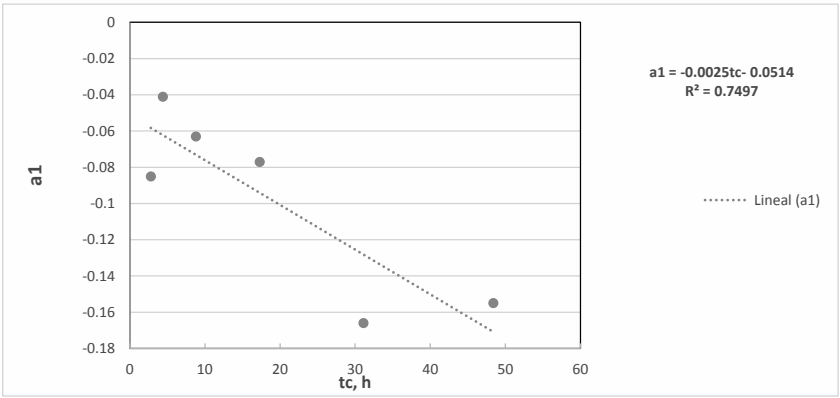


Figura 7.- Comportamiento del parámetro a_1 con el tiempo de concentración tc. Regiones hidrológicas 36 y 37

Se hicieron pruebas con modelos de a1 en función de dos características fisiográficas. En las Figuras 8 a 11 se presenta la comparación de los datos medidos y calculados con los modelos que dieron los más altos coeficientes de determinación.

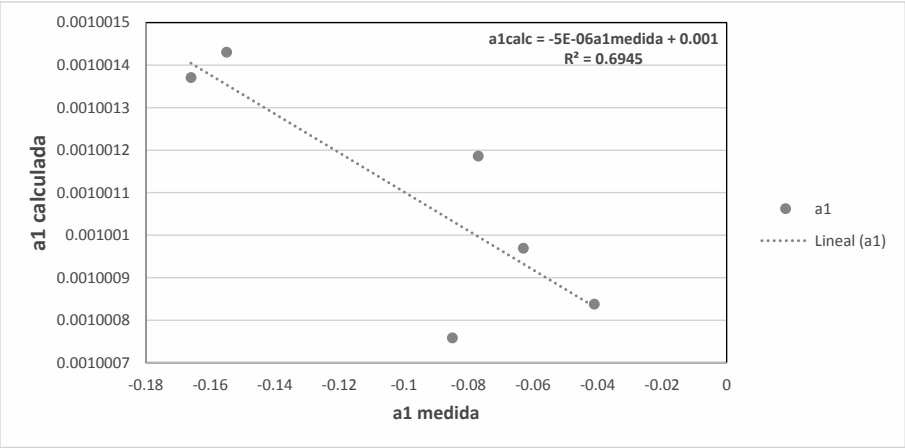


Figura 8.- Comparación del parámetro a_1 medido y calculado con el modelo $a1=c_1 Ac^{c2} Lcp^{c3}$.Regiones hidrológicas 36 y 37

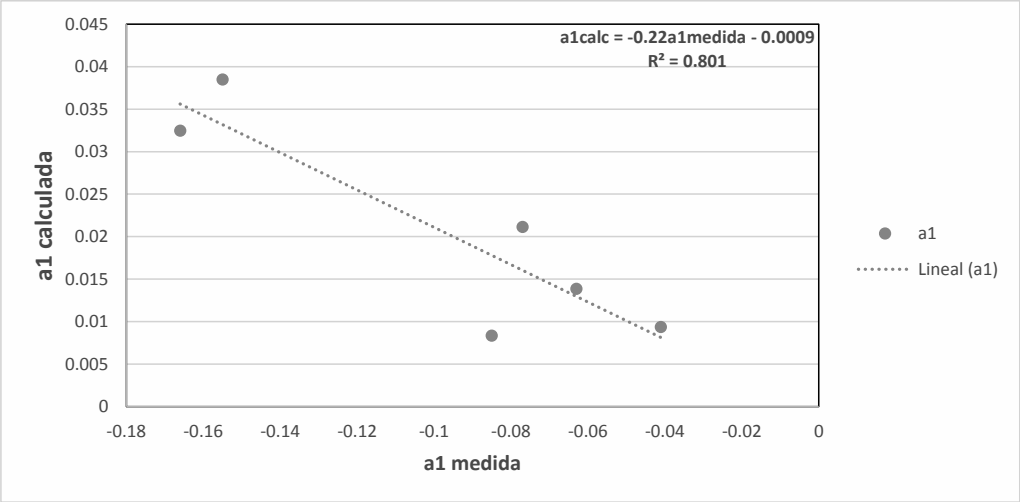


Figura 9.- Comparación del parámetro a_1 medido y calculado con el modelo $a_1=c_1Ac^{c2}Lcp^{c3}+c_4$ .Regiones hidrológicas 36 y 37

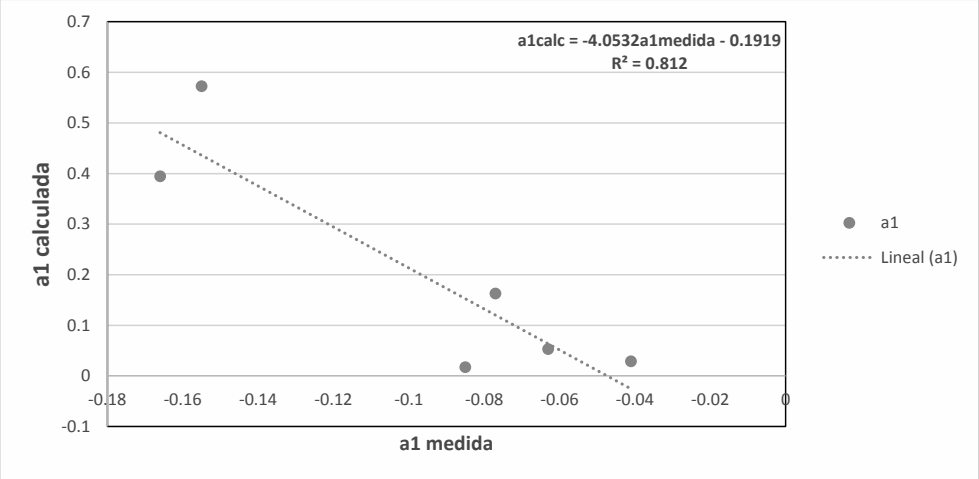


Figura10.- Comparación del parámetro a_1 medido y calculado con el modelo $a_1=c_1Ac^{c2}tc^{c3}+c_4$ .Regiones hidrológicas 36 y 37

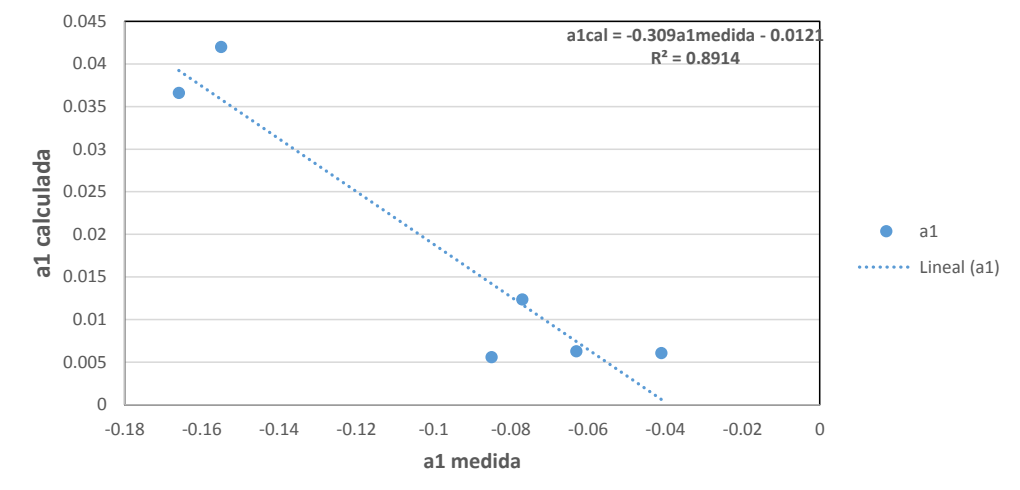


Figura11.- Comparación del parámetro a_1 medido y calculado con el modelo $a_1=c_1Ac^{c2}Smc^{c3}+c_4$, Smc. Regiones hidrológicas 36 y 37

De las Figuras 4 a 11 se aprecia que con un modelo lineal y el área de la cuenca el coeficiente de determinación fue de 0.8507 (Figura 4 y ecuación 4). El modelo no lineal que

involucra al área de la cuenca y a la pendiente media de la cuenca en forma adimensional, añadiendo un término independiente (Figura 11, ecuación 5), dio el más alto coeficiente de determinación (0.8914); por lo que se aceptaría el modelo con más alta correlación (Figura 11 y ecuación 5).

$$a_1 = -0.000016Ac - 0.060075 \quad [4]$$

$$a_1 = 0.001Ac^{0.5}\mathrm{Smc}^{0.5} + 0.001 \quad [5]$$

CONCLUSIONES

El método para obtener factores promedio $\bar{f}^{\,n}$ que asocian al gasto medio máximo anual con la duración n en una región se caracteriza por su sencillez. Estos factores son de suma utilidad en estudios hidrológicos que emplean métodos regionales para conocer la forma que típicamente tienen las avenidas de diseño de un sitio; sin embargo, se requiere que las características fisiográficas tengan correlaciones altas con los parámetros de los modelos para estimar $\bar{f}$ en función de la duración. Otro aspecto importante es el agrupamiento de estaciones hidrométricas homogéneas para la estimación de estos factores.

Con ayuda de los factores $\bar{f}^{\,n}$ obtenidos con el procedimiento descrito y contando con la media de los gastos máximos anuales instantáneos en un sitio (previamente estimado con un método de regionalización), se calculan los gastos medios máximos para distintas duraciones, que posteriormente se desagregan y con ayuda del método de bloques alternos, se estima la forma que tienen las avenidas del sitio de estudio.

Este método toma en cuenta la duración con incrementos de un día, que se considera suficiente para la estimación de la forma de hidrogramas de cuencas cuya capacidad de regulación no requiere tomar en cuenta la forma del pico de la avenida o la variación horaria de los caudales; para el caso de requerimientos del comportamiento horario del hidrograma se pueden añadir otros procedimientos de manera que se conserve el volumen de la avenida.

En este análisis el mejor modelo para estimar el parámetro a_1 y luego al parámetro a_2 con que se estima el factor promedio $\bar{f}^{n}$ resultó de tipo lineal al considerar una variable independiente (a1 en función del área de la cuenca, ecuación 4) y en el caso de modelos no lineales el mejor de ellos involucra como variables independientes al área de la cuenca y a la pendiente media de la cuenca dada en forma adimensional (ecuación 5). De estos dos últimos se preferirá el modelo que dio más alta correlación (ecuación 5).

REFERENCIAS

Conagua (2018). Banco Nacional de datos de Aguas Superficiales. BANDAS disponible en n: http://www.conagua.gob.mx/CONAGUA07/Contenido/Documentos/Portada%20BANDAS.htm

Domínguez M.R., Arganis J. M.L., Carrizosa E. E., Hincapié L.C., et al. (2017) *Estudio para regionalizar los gastos generados por avenidas máximas, como base para la elaboración de mapas de peligro por inundaciones fluviales en todas las cuencas de la república mexicana. Regionalización de gastos.* CENAPRED, México.

Domínguez M.R., Arganis J.M.L.(2012). "Validation of methods to estimate design discharge flow rates for dam spillways with large regulating capacity". *Hydrological Sciences Journal,* Vol. 57, No. 3, pp 460–478.

Fuentes M.O.A, Domínguez M. R., Arganis J.M.L., Herrera A.J.L., Carrizosa E.E., Sánchez C.J.A. (2015). "Estimate of design hydrographs for the Angostura dam, Sonora, using statistical and spectral methods". *Water Resources Management*, Vol. 29, No. 11, Sep 2015, pp. 4021–4043.

Vázquez C.M.T. (1995). *Procedimiento sistemático para el cálculo de la avenida de diseño en presas con gran capacidad de regulación*. Tesis de Maestría, DEPFI. UNAM**.**

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

APLICACIÓN DEL PAQUETE cfsv2R EN R PARA PRONÓSTICO DE PRECIPITACIÓN DIARIA EN TIEMPO REAL

Iván Latorre[1], Lina Castro[2]
[1]Escuela de Ingeniería Civil – Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, Chile. iván.latorre.v@mail.pucv.cl
[2]Departamento de Obras Civiles – Universidad Técnica Federico Santa María, Chile. lina.castro@usm.cl

RESUMEN:

En la actualidad existen numerosos modelos numéricos de predicción climática en tiempo real disponibles a nivel mundial, pero debido a que su resolución espacial no es suficiente para realizar estudios regionales o locales, se hace necesario mejorar la escala y corregir los pronósticos del modelo a partir de métodos estadísticos o dinámicos. En el presente trabajo, se propone el paquete cfs2R para R, que simplificar la interacción en tiempo real con el modelo numérico de predicción climática CFSv2 para predicción de precipitación diaria, aplicándole una técnica de corrección de sesgo estadística Quantile Mapping y desagregando los pronósticos al vecino más cercano, pasando de una resolución espacial de 100 km. a 20 km. en promedio. Se analiza la aplicación del paquete cfs2R a 3 regiones en el centro de Chile y se evalúa su desempeño predictor utilizando indicadores categóricos y numéricos, a diferentes escalas de tiempo (diaria, semanal y mensual) utilizando 47 estaciones meteorológicas para la comparación. Se usó la eficiencia modificada de Kling-Gupta y 4 indicadores categóricos (POD, FAR, fBIAS, ETS) para estimar la habilidad de las predicciones. Los resultados muestran que la temporada de otoño - invierno logra captar la dinámica, distribución, volumen y ocurrencia de la precipitación observada en la mayoría de las estaciones, no así para primavera – verano, donde la escasa precipitación registrada no permite una correcta implementación metodológica

ABSTRACT:

Numerous numerical models of climate prediction are currently available in real time worldwide, but because their spatial resolution is not enough to perform regional or local studies, it is necessary to improve the scale and correct the forecasts of the model from statistical or dynamic methods. In the present work, we propose the cfs2R package for R, which simplifies the interaction in real time with the numerical model of climate prediction CFSv2 for prediction of daily precipitation, applying a technique of correction of statistical bias Quantile Mapping and disaggregating the forecasts to the neighbor closest, it went from a spatial resolution of 100 km. to 20 km. on average. The application of the cfs2R package to 3 regions in central Chile is analyzed and its predictor performance is evaluated using categorical and numerical indicators, at different time scales (daily, weekly and monthly) using 47 weather stations for comparison. The modified efficiency of Kling-Gupta and 4 categorical indicators (POD, FAR, fBIAS, ETS) were used to estimate the predictions ability. The results show that the autumn-winter season manages to capture the dynamics, distribution, volume and occurrence of the observed precipitation in most seasons, but not for spring-summer, where the low registered rainfall does not allow a correct methodological implementation

PALABRAS CLAVES: Precipitación, Downscalling, Modelos Numéricos Globalales

INTRODUCCIÓN

Los eventos extremos de precipitación han tenido un aumento en la actualidad y también en su proyección futura (Palmer & Räisänen). Los altos costos para la sociedad de estos eventos extremos, hacen necesaria la inversión en investigaciones científicas esenciales, instalaciones de supercomputadoras, satélites y programas observacionales (Bauer, Thorpe & Brunet. 2015). Las autoridades buscan tener sistemas de alerta que prevengan de alguna forma las consecuencias de estos eventos, y a pesar de que en Chile existe una organización que realiza pronósticos (Dirección Meteorológica de Chile), éstos no se entregan públicamente de forma cuantitativa, ni en una densidad geográfica suficiente. Poder contar el pronóstico de la magnitud y ocurrencia de precipitación a corto plazo es un importante insumo para sistemas de alerta temprana ante eventos de crecientes y deslizamientos, por lo tanto, es imprescindible la disponibilidad de estos datos a escala local y en tiempo real.

En la actualidad existen numerosos modelos numéricos de predicción climática (NWP) en tiempo real disponibles a nivel mundial. Algunos extensamente usados son; GFS (NCEP, 2007), IFS (Pailleux et al., 2015), CFS (Saha, S. et al., 2010). Debido a que la resolución espacial de estos NWP no es suficiente para realizar estudios regionales o locales, se hace necesario mejorar la escala y corregir los pronósticos del modelo a partir de métodos estadísticos o dinámicos. Los métodos dinámicos requieren del uso de un modelo climático regional (RCM), similar en principio a un modelo climático global (GCM), pero con mejor resolución (Trzaska & Schnarr, 2014). Debido al alto costo computacional asociado a los modelos dinámicos, es que se ha optado por una técnica estadística de desagregación espacial y corrección de sesgo (SDBC), la cual consiste en establecer relaciones empíricas entre el NWP y datos históricos locales (Trzaska & Schnarr, 2014). El principal requisito de los métodos estadísticos, es contar con una buena base de datos local. La corrección de sesgo mejora los pronósticos originales (Luzzi, 2017).

En este trabajo se utilizará el Climate Forecast System (CFSv2) de la NOAA (Saha, S. et al., 2014), ya que es gratuito y cuenta con un período de datos lo suficientemente extenso como para tener una etapa de creación del modelo, y otra donde ésta se verifica o evalúa. Su resolución espacial va desde los 0.5° a los 2.5° y cuenta con pronósticos a nivel global cada 6 horas ofreciendo predicciones que pueden llegar hasta los 9 meses.

La descarga, desagregación espacial, y la corrección de los productos de los NWM es un procedimiento no trivial, que requiere ser adecuado a las condiciones locales (localización geográfica, datos meteorológicos) y entregado a los usuarios en forma sencilla. El objetivo de este trabajo es introducir algunas de las funcionalidades del paquete cfs2R para el lenguaje estadístico R, que permite simplificar la descarga de los productos CFSv2, escoger la zona de estudio, incorporar los datos meteorológicos locales, generar modelos locales y hacer pronósticos de precipitación diaria en tiempo real. Se abordan las preguntas: i) ¿cómo y por qué varía el desempeño de la predicción de precipitación durante el año?, ii) ¿en qué escala temporal (diaria, semanal o mensual) el modelo presenta un mejor desempeño?, iii) ¿en qué estaciones meteorológicas hay un mal desempeño?

Este trabajo está estructurado de la siguiente manera; en primer lugar, se explican los materiales y métodos utilizados (modelo numérico de predicción, método estadístico de corrección y desagregación estadística, métodos de verificación), luego se explica el funcionamiento general de las 4 etapas fundamentales del paquete en R (pre proceso, modelación, verificación y pronóstico en tiempo real). Se aplica y analiza la modelación, desempeño predictor en las regiones Metropolitana y de Valparaíso, utilizando estadígrafos categóricos y numéricos. Se muestra la implementación en una página web para finalmente analizar los resultados de desempeño.

MATERIALES Y MÉTODOS

1. MODELO NUMÉRICO DE PREDICCIÓN CFSv2

La segunda versión del NCEP Climate Forecast System (CFSv2) fue entregada en forma operacional por el NCEP el 2011 y mejora casi todos los aspectos de su predecesor (CFS) en la asimilación de datos y los componentes predictores del modelo. Llevaron a cabo un re análisis acoplado sobre un período de 32 años (1979-2010), que proporcionó las condiciones iniciales para

llevar exhaustivas predicciones retrospectivas (reforecast) sobre 29 años (1982-2010). Esto se hizo para obtener calibraciones consistentes y estables, como también estimar la habilidad de las predicciones del período operacional con el CFSv2. La implementación operacional del sistema completo asegura una continuidad del registro climático y provee datos actualizados para poder estudiar aspectos de la predictibilidad. Estas predicciones retrospectivas, operacionales y en tiempo real son usadas por una vasta comunidad de usuarios. (Saha, S. et al., 2014). Un resumen de los productos CFSv2 se puede ver en la Tabla 1, los cuales comparten la resolución espacial de 1° (aproximadamente 10 km.) y cada archivo de pronóstico cuenta con datos 9 meses hacia adelante (leadtime). A continuación, se detallan los 3 productos del CFSv2:

CFSv2 Reforecast: Este período de pronósticos comprende el período 1982-2010, disponibles cada 5 días, 4 pronósticos por día (00-06-12-18 UTC). Este conjunto de datos, al ser comparado con registros históricos, permite generar el método estadístico SDBC.

CFSv2 Operational: Este período de datos operacionales (creados en tiempo real) comprende el período 2010-2017, con datos todos los días 4 veces (00-06-12-18 UTC). Este conjunto de datos, permite evaluar la metodología de desagregación creada en la etapa de modelación y estimar la habilidad predictora.

CFSv2 Real Time: Estos pronósticos se generarán todos los días 4 veces (00-06-12-18 UTC). La disponibilidad está para los últimos 7 días de forma rotativa. Es a éste conjunto de datos que se aplica le aplica el ajuste estadístico para corregirle el sesgo y desagregarlo al nivel de las estaciones meteorológicas en tiempo real.

Tabla 1.- Resumen de productos utilizados del modelo CFSv2.

Nombre	Registro	Disponibilidad	Leadtime	Fuente
CFSv2 Reforecast	1982-2010	Cada 5 días, 4 por día	9 meses	https://nomads.ncdc.noaa.gov/data/cfsr-rfl-ts9/
CFSv2 Operational	2011 - 2017	Todos los días, 4 por día	9 meses	https://nomads.ncdc.noaa.gov/modeldata/cfsv2_forecast_ts_9mon/
CFS v2 Real Time	Rotativo últimos 7 días	Todos los días, 4 por día	9 meses	http://nomads.ncep.noaa.gov/pub/data/nccf/com/cfs/prod/

2. DESAGREGACIÓN ESPACIAL Y CORRECCIÓN DE SESGO

El modelo de corrección empleado en la primera etapa es Spatial Desagregation and Bias Correction (Abatzoglou and Brown, 2012), de ahora en adelante SDBC, con el cual desagregamos espacialmente a nivel de estación meteorológica utilizando el vecino más cercano, y realizamos la corrección de sesgo con Quantile Mapping (QM). La desagregación es necesaria, debido a que el modelo viene en una escala gruesa (100 km.) y se necesita lleva al nivel de estación meteorológica. Existen diversas metodologías de desagregación, como interpolaciones o análisis clúster. En el presente trabajo se desagregarán los pronósticos a la estación meteorológica más cercana. A pesar de la sencillez de esta técnica, para esta cuenca, hemos tenido mejores resultados. La corrección de sesgo se aplica para corregir la magnitud de la predicción. El método QM consiste en obtener las curvas de distribución acumulada de una estación determinada y de su pronóstico más cercano, para luego aplicar la corrección indicada en la Ec. 1, donde P_i es la predicción i-ésima y PC_i es la predicción corregida i-ésima, f_R es una función de densidad sobre datos retrospectivos y F_O es una función de distribución acumulada sobre los datos observados. El ajuste es usualmente hecho con los cuantiles empíricos de la distribución gamma (Ec. A1) (Maraun et al., 2010), y en el presente trabajo se aplica una corrección independiente a cada estación meteorológica y por cada mes del año. Esta corrección permite capturar la evolución de la media y la varianza de la precipitación mientras coinciden todos los momentos estadísticos (Ringard J., Seyler F., & Linguet L., 2017).

$$PC_i = F_O\left(f_R(P_i)\right) \quad (1)$$

3. ÍNDICES DE DESEMPEÑO

La evaluación del desempeño de los pronósticos corregidos debe cuantificarse comparando los pronósticos corregidos con las observaciones in-situ, para ello se utilizan indicadores categóricos que nos sirven para determinar la habilidad de predicción de ocurrencia/no-ocurrencia de un evento, y también se utilizan indicadores numéricos que nos sirven para detectar el error en magnitud de los pronósticos. La mayoría de los estudios evalúan el desempeño de los modelos de predicción haciendo un análisis dicotómico (WWRP/WGNE, 2017; Zambrano-Bigiarini 2017; Zambrano et. Al 2016) de lluvia, no-lluvia (ver Tabla 1) con índices categóricos Este análisis dicotómico permite evaluar el modelo con diversos indicadores categóricos, en este trabajo se utilizarán; la probabilidad de detección (POD, Eq. C1), la proporción de falsa alarma (FAR, Eq. C2), el sesgo de la frecuencia (fBIAS, Eq. C3) y el puntaje de trato justo (ETS, Eq. C4). El sesgo de la frecuencia (fBIAS) indica cuando el modelo tiene tendencia a sobre predecir (fBIAS>1) o predecir poco (fBIAS<1), este indicador categórico no mide que tan bien las predicciones se corresponden con las observaciones, solo mide frecuencias relativas. La probabilidad de detección (POD, Eq. C2, también conocido como hit rate), que mide los eventos de presencia de lluvia correctamente pronosticados, debe ser usada en conjunto con la proporción de falsa alarma (FAR), que mide los eventos de presencia de lluvia pronosticados erróneamente. Estos dos índices se mueven entre 0 y 1, pero el valor óptimo para el POD es 1, y el óptimo para el FAR es 0 (ninguna presencia de lluvia pronosticada erróneamente). Por último, se utilizará el indicador categórico ETS, que permite comparar de una manera equitativa la predicción de precipitación, a través de distintos regímenes. En nuestro caso, nos será útil para poder comparar meses lluviosos con meses secos.

Tabla 1.- Tabla de contingencia.

		Observaciones: SI	Observaciones: NO
Pronósticos	SI	HIT	FA
	NO	MISS	CN

También se llevó a cabo un análisis usando estadígrafos numéricos (Apéndice B) a diferentes escalas de tiempo. El principal índice numérico utilizado es la eficiencia modificada de Kling-Gupta (*KGE*, Ec. A1, Gupta et al., 2009; Kling et al., 2012). Este índice es de un uso relativamente reciente para comparar observaciones con estimaciones, que se usará acá ya que condensa en sí mismo a la correlación lineal (r, Ec. As2), el sesgo (β, Ec. A3) y la variabilidad (γ, Ec. A4). El valor óptimo de la *KGE,* γ, β y r es 1.0 Hemos escogido el KGE, porque las aplicaciones de predicción en hidrología, requieren que los modelos de predicción sean capaces de reproducir las dinámicas temporales (medidas por r), mientras se mantiene el volumen (medido por β) y la distribución de la precipitación (medida por γ) (Zambrano-Bigiarini 2017). El sesgo mide la tendencia promedio de la predicción a ser mayor (β>1, sobreestimación) o menor (β<1, subestimación) que la observación in-situ. La variabilidad γ, indica si la dispersión de la predicción es mayor o menor a la observada. El coeficiente de correlación de Pearson r, es una medida de la correlación lineal entre las observaciones y las predicciones, con un rango definido por una correlación positiva perfecta en +1, una correlación negativa perfecta en -1, y 0 significa ausencia de correlación.

PAQUETE cfsv2R

R es una implementación de software libre para computación estadística y gráfica, con soporte de R Foundation for Statistical Computing. Este lenguaje es ampliamente usado para estadística, análisis y minería de datos. Las capacidades de R son extendidas y mejoradas a través de los paquetes (conjunto de funciones) que los usuarios crean. Actualmente R tiene más de 13.000 paquetes que se encargan de tareas específicas en diversas áreas. Un compendio de los paquetes validados, se puede encontrar ordenado por temática en CRAN "Task Views" (https://cran.r-project.org/web/views/).

En el presente trabajo se propone el paquete cfsv2R, se explican y aplican algunas de sus funciones, las cuales simplifican la interacción de los usuarios con el modelo CFSv2, permitiéndoles hacer sus propios análisis y predicciones de forma sencilla. El paquete, tiene 4

componentes principales: i) pre proceso de los productos del modelo CFSv2, simplificando la descarga, conversión de formato, corte de zona de estudio y unificación de los datos, ii) un modelo estadístico que permite la corrección de los pronósticos obtenidos del CFSv2, empleando datos retrospectivos del NWM y datos históricos de las estaciones meteorológicas de la región en estudio (1982-2010); iii) un componente de validación estadística del modelo de corrección obtenido con el componente anterior, para lo cual se usa datos en etapa operacional del CFSv2 (2011-2016); iv) y finalmente un componente para el pronóstico en tiempo real que usa el modelo de corrección que entregue pronósticos de precipitación diaria una semana hacia adelante. Los pronósticos del CFSv2 se obtienen con 6 horas de resolución temporal, pero se agregan a nivel diario ya que los registros meteorológicos locales generalmente están en esa escala. Este trabajo no pretende ser un manual de uso específico de programación, sino más bien el desarrollo de las estructuras generales, teoría detrás de su funcionamiento y resultados aplicados a una zona en particular. Una explicación más detallada al uso en R del paquete se puede encontrar en el repositorio (https://github.com/NUForever/cfs2R)

1. PRE PROCESO

Como es usual, el objetivo del pre proceso de los datos, es prepararlos para poder realizar cualquier análisis posterior. Este pre proceso consta de las siguientes etapas; i) descarga de datos, los cuales vienen en formato GRIB2, ii) conversión al formato NetCDF, el cual es más fácil de trabajar, iii) extracción de la zona de estudio y iv) unificación de todos los archivos y sus pronósticos hacia adelante en una única matriz multidimensional (MM), agregada a nivel diario, condensando toda la información. El pre proceso es independiente del producto (CFSv2 Reforecast, CFSv2 Operational o CFSv2 Real Time) con el que se esté trabajando, ya que en todos necesitan esta misma preparación previa. El paquete cfsv2R tiene de un set de funciones que se encargan de este pre proceso de los datos (Tabla 2). Los pre-procesos de conversión y corte, se realizan internamente utilizando herramientas del set CDO (Climate Data Operators, ver Anexo D1).

2. MODELACION

Esta etapa tiene como objetivo generar los coeficientes de las funciones gamma para poder hacer la SDBC (2.2) utilizando los datos del modelo CFSv2 Reforecast. Lo primero es aplicar el pre proceso (explicado en 3.1) a los datos de CFSv2 Reforecast para obtener la MM agregada a nivel diario. Una vez encontrada esta matriz, se deben agrupar datos de pronósticos de cada mes, que hayan sido creados en ese mismo mes. Por ejemplo, se agruparán todos los pronósticos que estén para el mes de julio, pero que hayan sido creados en julio. Cuando se tienen estos 12 grupos, se ajusta una distribución gamma a cada grupo y se guardan los parámetros de forma y escala. Paralelamente, se deben encontrar los parámetros de la distribución gamma para todos los meses de precipitaciones observadas en las estaciones meteorológicas, y luego guardarlos también. El paquete cfsv2R tiene una función que se encarga de encontrar estos parámetros para las estaciones meteorológicas y para los pronósticos. Para ello se utiliza la MM y datos históricos de estaciones. Estos parámetros son guardados, para posteriormente ser leídos en las etapas de validación y como también en tiempo real.

3. VERIFICACIÓN

Esta etapa tiene por objetivo validar el modelo estadístico de corrección encontrado en la etapa de modelación. Para este objetivo se emplearon los pronósticos del período operacional, se evaluó el producto CFSv2 Operational, se aplicó la SDBC y luego, para evaluar el desempeño del modelo, se utilizan indicadores categóricos y numéricos (explicados en 2.3) sobre la serie predictora. Así, el usuario puede valorar la habilidad de su modelo para realizar pronósticos en ciertas estaciones o en ciertos meses del año.

Lo primero es aplicar el pre proceso (explicado en 3.1) a los datos de CFSv2 Operational para obtener una MM agregada a nivel diario. Para crear una única serie predictora para todo el período operacional utilizando el modelo CFSv2 Operational, se deben hacer supuestos de análisis: i) todos aquellos pronósticos corregidos con magnitud inferior a una cierta tolerancia serán declarados como

precipitación nula; ii) el pronóstico de un día en particular será el promedio de los valores no nulos de los últimos n pronósticos, siempre y cuando más de un cierto porcentaje p de esos pronósticos predigan ocurrencia de lluvia. Esta serie predictora debe ser corregida, por lo tanto, se le debe aplicar la SDBC con los coeficientes encontrados en 3.2

El paquete cfsv2R tiene funciones (Tabla 2) para realizar todo lo anterior. La primera función estructural de verificación *modelcfs( )*, crea una serie predictora corregida para cada estación. La segunda función, *verificationcfs( )*, encuentra los indicadores categóricos y numéricos de desempeño las series predictoras. El paquete tiene una familia de funciones *ggcfs( )* que permiten hacer múltiples gráficas para visualizar los indicadores categóricos y numéricos a distintas escalas de tiempo.

Tabla 2.- Ejemplos de algunas de las funciones del paquete cfs2R.

Etapa	**Función**	**Descripción**
Pre proceso	*getvarcfs( )*	Descarga datos retrospectivos del CFSv2
	GRIB2nc( )	Transforma archivos GRIB2 a NetCDF
	cutnc( )	Corta un rectángulo de la grilla global NetCDF
	MM( )	Condensa todos los archivos en una matriz multidimensional (MM) agregada a nivel diario
Modelación	*SDBCcfs( )*	Encuentra y guarda los coeficientes para poder hacer la desagregación espacial y corrección de sesgo
Verificación	*modelcfs( )*	Crea una serie de tiempo predictora en un período de tiempo, corregida por SDBC, para todas las estaciones.
	verificationcfs( )	Genera indicadores categóricos y numéricos de desempeño.
	ggcfs()	Familia de funciones para realizar gráficas sobre los índices de desempeño.
Tiempo Real	*modelcfsrealtime( )*	Crea una serie predictora para ser usada en tiempo real.

4. PRONOSTICO EN TIEMPO REAL

Esta fase tiene por objetivo generar pronósticos de precipitación en tiempo real, para 7 días hacia adelante en todas las estaciones meteorológicas de la zona de estudio. Los productos de la NOAA están disponibles de forma rotativa para los últimos siete días, con 4 pronósticos por día (00-06-12-18 UTC). Para que el pronóstico sea lo más actualizado posible, se hace necesario descargar estos datos 4 veces al día. Lo primero es aplicar el pre proceso (explicado en 3.1) a los datos de CFSv2 Real Time. Luego se debe hacer la SDBC y crear la serie predictora con *modelcfsrealtime( )*.

APLICACIÓN

1. ZONA DE ESTUDIO Y DATOS METEOROLÓGICOS

La zona de estudio comprende 3 regiones chilenas (Figura 1): la región de Valparaíso, la región Metropolitana de Santiago y la región del Libertador Bernardo O'Higgins (Figura 1). La Región de Valparaíso, ubicada en las sitúa entre los 32° 02' y 33° 57' de latitud sur y entre los meridianos 70° y 72° longitud oeste, comprende las cuencas del río Aconcagua, Ligua y Petorca. Esta región tiene un clima mediterráneo templado cálido con lluvias invernales-primaverales y estación seca prolongada. La precipitación anual promedio es de 370 mm. La región Metropolitana está ubicada en las coordenadas 32° 55' y 34° 19' de latitud sur, y entre los 69° 47' y 71° 43' longitud oeste, en la depresión intermedia entre la cordillera de la costa y la cordillera de Los Andes, comprende la cuenca del río Maipo y presenta clima mediterráneo cálido con lluvias invernales y estación seca prolongada. Las lluvias, concentradas en invierno-primavera, promedian 356 mm. anuales. Y finalmente la región de O'Higgins, que se ubica se ubica entre los 34° y 35° latitud sur, se utilizaron estaciones de la provincia de Cachapoal, al norte de la región. Presenta un clima templado mediterráneo, con una precipitación promedio en la zona varía cerca de los 510 mm. anuales.

Estas regiones cuentan actualmente con más de 70 estaciones pluviométricas propiedad de la Dirección General de Aguas (DGA) y la Dirección Meteorológica de Chile. La información fue descargada desde 1982 hasta la fecha empleando el explorador CR2 (http://explorador.cr2.cl/). No obstante, estos datos no fueron utilizados directamente para la etapa de modelación y validación. Como es costumbre, se hizo un análisis exploratorio, estabilidad de media y varianza a los datos. A partir de este análisis se dejaron 47 estaciones (Figura1), las cuales constaban con menos del 10% de datos faltantes, y cuyo periodo de estudio se estableció desde el año 1995 hacia adelante. El análisis de homogeneidad y consistencia permitió establecer que existen diferencias significativas en el valor de la media y la varianza para periodo anterior a 1995 y el posterior a ese año. Por lo tanto, solo se emplearon los datos históricos y pronosticados desde 1995 hacia adelante.

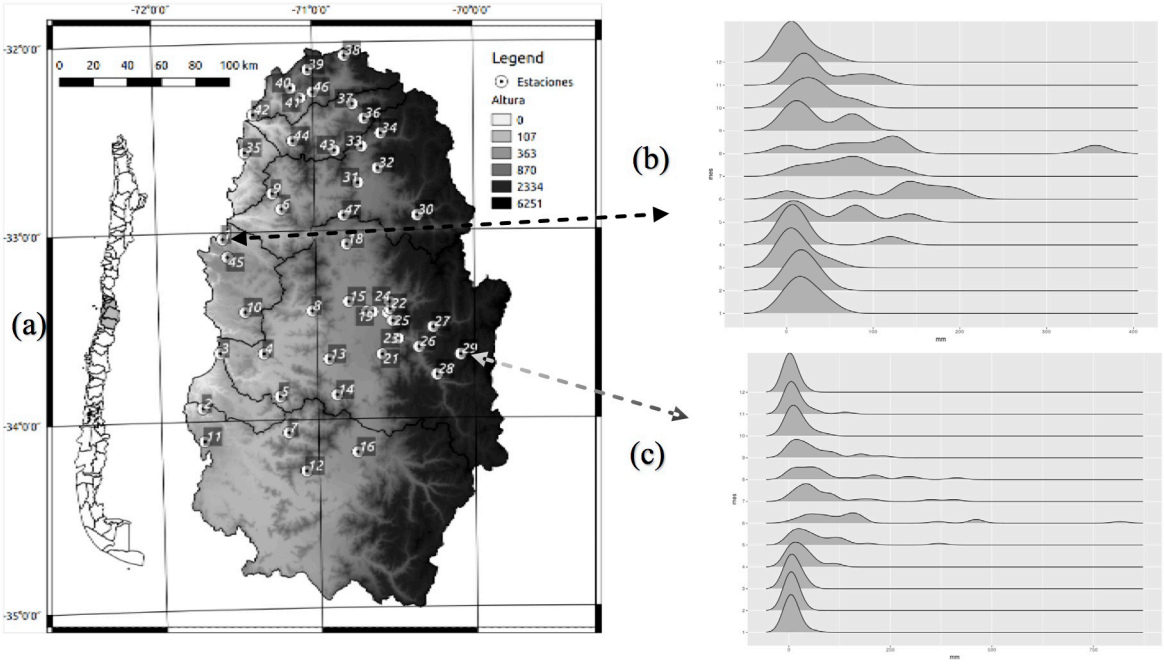


Figura 1. **(a)** Cuencas de la zona de estudio y estaciones meteorológicas que se utilizarán en este trabajo. **(b)** Distribución de precipitaciones mensuales para la estación 1-Rodelillo, de abajo hacia arriba va de enero a diciembre. **(c)** Distribución de precipitaciones mensuales para la estación 25-Embalse el Yeso, de abajo hacia arriba va de enero a diciembre.

2. RESULTADOS

En esta sección se abordan las preguntas: i) ¿cómo y por qué varía el desempeño de la predicción de precipitación durante el año?; ii) ¿en qué escala temporal (diaria, semanal o mensual) el modelo presenta un mejor desempeño?; iii) ¿en qué estaciones meteorológicas hay un mal desempeño?

En la Figura 2 se muestra, como primer ejemplo, la serie de pronósticos mensuales sin corregir para la estación Quinta Normal (ID:17) y la serie de registros observados in-situ para los años 2011-2016. Se puede ver un error medio (ME) de 11.6 mm. y un *KGE* de 0.12. Tras aplicar la corrección estadística, el ME disminuye a 9.39 y el *KGE* aumenta a 0.36, es decir el triple. En la Figura 3 se puede apreciar lo recién descrito.

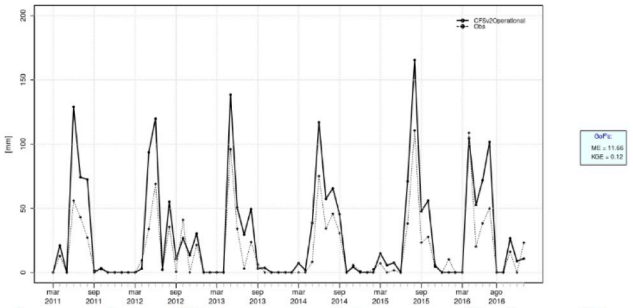


Figura 2. Comparación de observaciones (línea punteada) con predicciones (línea continua), para el período operacional 2011-2016, estación Quinta Normal (ID:17).

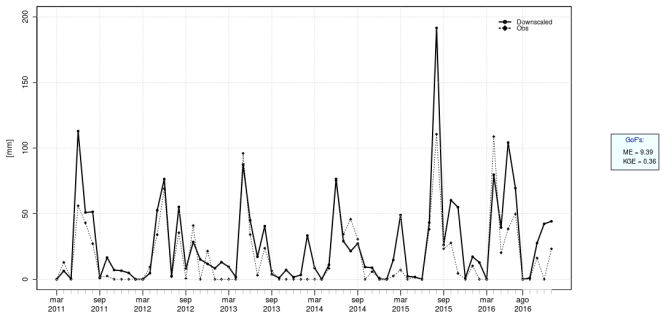


Figura 3. Comparación de observaciones (línea punteada) con predicciones (línea continua), para el período operacional 2011-2016, estación Quinta Normal (ID:17).

2.1 VARIACIÓN DEL DESEMPEÑO DURANTE LOS MESES DEL AÑO

Para validar el modelo de corrección programado en el paquete cfs2R, se emplearon los estadígrafos categóricos y numéricos mencionados en la sección 2.3, empleando para ello el periodo de pronósticos comprendido entre 2011 y 2016. En la Figura 4, se puede apreciar la evolución de cuatro índices categóricos de desempeño a través de los meses del año. La figura 4a, muestra la frecuencia del sesgo (fBIAS), con las medianas siempre mayor a 1, por lo que el modelo esta sobre prediciendo (no en magnitud, si no en frecuencia) todo el año, pero se puede identificar un período entre marzo y octubre, donde esta frecuencia del sesgo estabiliza su mediana cerca del 1.5. Un período más acotado de meses entre abril y agosto donde la mediana baja en su dispersión. Pero para el verano, la frecuencia del sesgo se sale completamente de escala, es decir, para los meses de verano, el modelo suele sobre predecir en una proporción alta.

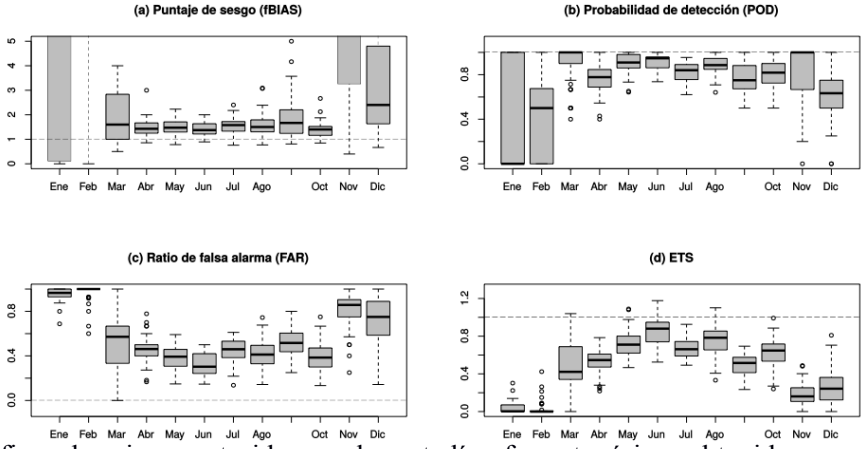


Figura 4. Gráficos de cajas construidas con los estadígrafos categóricos obtenidos por cada una de las estaciones a nivel diario por cada mes del año. De izquierda a derecha, enero a diciembre. **(a)** fBIAS, **(b)** *POD*, **(c)** *FAR*, **(d)** *ETS*. El valor óptimo para cada parámetro está indicado con la línea punteada horizontal.

La Figura 4b muestra la POD, con un período invernal con medianas que en general rondan el 0.8, pero nuevamente meses de verano en que la dispersión se dispara y la mediana oscila cerca del 0.4 pero sin estabilizarse. La Figura 4c muestra el FAR, que presenta una muestra un mejor desempeño en los meses de invierno, con valores de la mediana que varían entre 0.35 y 0.45. Muchas falsas alarmas para el verano, con la mediana variando entre 0.6 y 0.95. Los resultados de FAR encontrados en veranos son consecuentes con el POD de la Figura 4b, ya que existe un tradeoff entre la POD, ya que mientras sube uno, baja el otro. En nuestro caso, modulamos estos dos indicadores en la creación de la serie predictora corregida (3.3), variando la probabilidad de aceptación de una predicción de lluvia (30%) y variando también la cantidad de días hacia atrás que tomamos en cuenta para hacer el pronóstico (3 días). Cabe destacar que es preferible una falsa alarma, a que se omita un pronóstico de lluvia que puede ser peligroso. Por último, se intenta hacer una comparación justa de la predicción de lluvia entre los meses que son lluviosos y los que no, para eso se utiliza el ETS (Figura 4d). Se podría pensar que es más fácil que un modelo prediga en invierno, ya que es más probable que acierte un pronóstico. La ETS normaliza lo anterior añadiendo

aleatoriedad en el indicador. A pesar de que se hace una comparación justa, los meses secos tienen un peor desempeño respecto de los meses lluviosos. En resumen, estos indicadores categóricos, muestran claramente el modelo no tiene igual desempeño en la habilidad predictora a través del año, siendo los meses de la estación lluviosa (invierno) mejores que los meses secos (verano y primavera) y se descarta que en invierno se tenga mejor desempeño simplemente porque hay más lluvias.

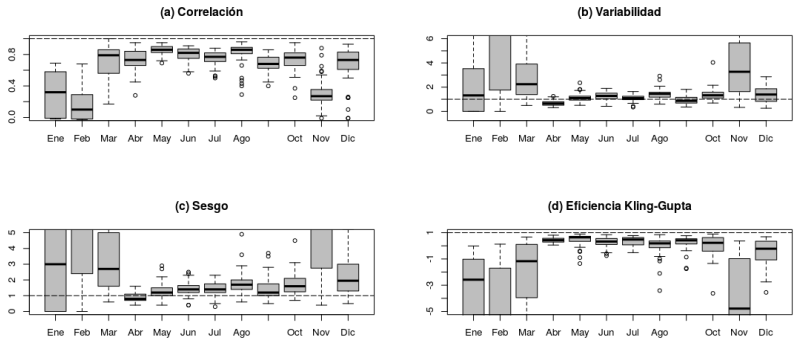


Figura 5. Gráficos de cajas para todas las estaciones a nivel diario, midiendo el desempeño respecto\ de las observaciones por cada mes del año. De izquierda a derecha, enero a diciembre. **(a)** coeficiente de correlación de Pearson *r*, **(b)** variabilidad γ, **(c)** sesgo β, **(d)** KGE. El valor óptimo para cada parámetro está indicado con la línea punteada horizontal.

En la Figura 5 se muestran los estadígrafos numéricos como el *KGE* y sus componentes individuales (r, γ, β) en gráficos de caja. Los gráficos de caja se construyeron con los indicadores numéricos obtenidos por cada estación meteorológica a nivel diario evaluado por cada mes del año. La Figura 5a muestra la correlación entre los valores observados y los pronosticados corregidos. Como se puede observar la correlación es baja para los meses de primavera - verano, donde la mediana cae en noviembre a 0.3 y con una alta dispersión, diciembre tiene una mediana más alta, de 0.7 pero en verano nuevamente baja a 0.3, con un incremento a 0.6 para el mes de marzo. De mayo a agosto, que corresponde al periodo otoño – invierno, el coeficiente de correlación incrementa hasta alcanzar valores en torno a 0.8. La Figura 4b muestra el indicador de variabilidad γ. Se aprecia cómo la dispersión baja para los meses de invierno, y los valores de variabilidad oscilan muy cerca del valor perfecto 1, no así para los meses de verano y primavera, con una variabilidad más alta en los pronósticos corregidos que en los observados, es probable que no se esté conservando la distribución. La Figura 4c analiza el sesgo β, donde se repite el patrón observados en los indicadores de correlación y variabilidad, si bien durante todo el año el modelo predictor sobreestima la precipitación, es solo durante verano y primavera que esta sobreestimación es exagerada. Las medianas del sesgo, β, para los meses de verano son casi el triple, situación que no se observa para los meses de otoño-invierno donde la mediana rápidamente se estabiliza en valores cercanos a 1.5 y se observa una menor dispersión. El estadígrafo *KGE,* (Figura 4d) al ser el resumen de los 3 indicadores mencionados anteriormente, muestra un bajo desempeño para los meses de verano y un mejor desempeño para los meses donde se concentra la ocurrencia de tormentas. Es lógico pensar que el desempeño en los meses de verano es bajo, debido a que la ocurrencia y magnitud de los eventos es baja, por lo que los parámetros de ajuste para realizar la SDBC son estimados de una manera muy pobre, a diferencia de los meses que comprenden el período entre mayo y octubre.

2.2 COMPARACIÓN A DIFERENTES ESCALAS DE TIEMPO

Para el siguiente análisis se estimaron los indicadores r, γ, β, y *KGE* para todas las estaciones en 3 niveles de agregación distintos: diario, semanal y mensual. Se realizaron gráficos de violín son la mezcla entre un diagrama de caja y una estimación de la densidad Kernel, con el fin de mostrar la distribución de los datos y su densidad de probabilidad. Para la construcción de las gráficas se estimó el KGE (y sus componentes individuales) por cada nivel de agregación, por cada uno de las estaciones y para el conjunto de años del periodo operacional o de validación.

La figura 6a muestra como el coeficiente de correlación de Pearson (r) es positivo en la mayoría de las estaciones para cualquier nivel de agregación temporal. Los pronósticos a nivel diario tienen la mediana cercana a 0.75, mientras los pronósticos a nivel semanal están en 0.86 y a nivel mensual esta alrededor de 0.85. Esto quiere decir que al modelo le cuesta más llevar la predicción de las dinámicas diarias, quizás porque se están tomando demasiados días hacia atrás (3 días, 12 pronósticos) para hacer una predicción. La figura 6b muestra como el sesgo β parece ser independiente de la escala de tiempo, la mediana de estos tres grupos está cercana al 1.5, lo que indica que las predicciones están siendo mayores a los pronósticos. La Figura 6c muestra que la variabilidad γ no sufre cambios a nivel temporal, los 3 grupos muestran que el modelo tiene mayor variabilidad que las observaciones, con una mediana que está al rededor del 1.3, lo que se explica por el mal desempeño de verano, al haber pocas lluvias el modelo queda fuera de escala. La Figura 6d muestra el resumen de estos 3 indicadores en el *KGE*. La mediana de la *KGE* se mantiene relativamente constante en 0.35 para las tres escalas espaciales evaluadas, levemente menor (0.31) para nivel diario. Solo en la correlación pudo verse un claro aumento del desempeño a nivel mensual, en el resto no hay mayor variación. Se aprecian colas largas en los diagramas *KGE* y el sesgo, en una medida un tanto menor para la variabilidad, indicando que hay estaciones que se están escapando a la distribución. Esto quiere decir que hay estaciones con un desempeño muy distinto respecto de las otras, lo que se analizará en el siguiente punto.

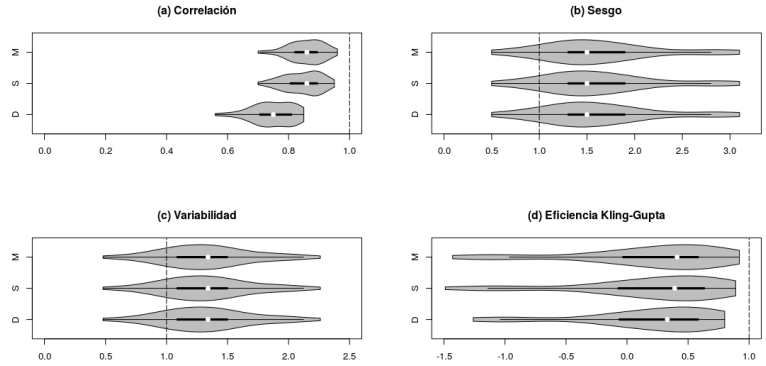


Figura 6. Gráficos de violín de KGE y sus componentes por nivel de agregación temporal. Líneas horizontales negras gruesas indican los cuartiles, las líneas delgadas indican el intervalo de confianza de 95%, y el punto blanco es la mediana. En gris la estimación de la función de densidad kernel. La línea vertical punteada indica el valor óptimo de los índices (1.0 para los cuatro). De abajo hacia arriba, las series están agregadas en forma diaria, semanal y mensual. **(a)** Coeficiente de correlación de Pearson r, **(b)** sesgo β, **(c)** variabilidad γ, **(d)** *KGE*

2.3 ESTACIONES CON MAL DESEMPEÑO

En la Figuras 4 y 5 se aprecian valores atípicos, especialmente llama la atención como a partir de primavera se rompe la buena tendencia en los indicadores de desempeño y son muchas más las estaciones con valores muy alejados de los óptimos deseados. Lo mismo se observa en la Figura 6, donde las colas largas son estaciones que se están alejando mucho de la mediana. En general las estaciones con mal desempeño que se pudieron identificar de forma recurrente en todos los análisis fueron: Riecillos (ID:30), San Gabriel (ID:28), Alicahue (ID:37), Jahuel (ID:32), La Mostaza (ID:36), El Tártaro (ID:33), San Felipe (ID:31). Lo que estas estaciones comparten es que fueron agregadas al final a la base de datos empleada en esta aplicación, por lo que es probable que no estén lo suficientemente depuradas de precipitaciones espurias o la cantidad de cantidad de datos faltantes sea considerable respecto al registro total.

2.4 PRONOSTICO EN TIEMPO REAL

Se pueden desarrollar múltiples formas de generar pronósticos recurrentes todos los días. En nuestro caso optamos por implementar las funciones de tiempo real en un servidor Linux que entrega las precipitaciones. El modelo CFSv2 de la NOAA cuenta con pronósticos en tiempo real cada 6 horas, por lo tanto, nuestro servidor se encarga de descargar los pronósticos de la NOAA,

llama los scripts de R encargadas del pre-proceso, lee los coeficientes de corrección obtenidos para predecir la precipitación por cada estación meteorológica y obtiene los pronósticos en tiempo real. Para visualizar estos pronósticos generados en tiempo real y de forma remota hemos implementado una plataforma web (http://forever.shinyapps.io/Nforecast) donde es posible visualizar la información en mapas geográficos. En la plataforma se pueden ver y descargar los pronósticos por estación, información de verificación como también otras capas raster y vectoriales.

CONCLUSIONES

- El paquete cfsv2 logra simplificar la interacción del usuario con el modelo para permitirle hacer sus propios pronósticos y análisis, en la cuenca que desee. Al ser código libre, las funciones se pueden modificar y mejorar por el usuario según sus propios requerimientos. El modelo CFSv2 posee decenas de variables aparte de la precipitación, disponibles para ser descargadas, por lo que el paquete tiene un amplio margen de desarrollo aún.
- El desempeño del modelo, aplicado a la zona Centro de Chile mostró que la temporada otoño – invierno logra captar la dinámica, distribución y volumen de las precipitaciones observadas en la gran mayoría de las estaciones. En algunos casos el desempeño en algunos casos es aceptable y en otros muy bueno. No así en la temporada primera – verano. Como se mencionó en la sección de resultados, la escasa precipitación registrada en temporada seca, la poca ocurrencia de eventos impide un buen ajuste de las curvas de corrección. Este punto es bastante robusto, ya que la evidencia fue transversal en todos los indicadores categóricos y numéricos.
- El modelo es levemente mejor para predecir precipitaciones semanales que diarias en términos de la correlación. Sin embargo, en términos de magnitud y variabilidad no hay una gran diferencia con el cambio de escala temporal.
- Se logró categorizar las estaciones en grupos de desempeño, en los que destaca un grupo con un desempeño bajo, el cual habrá que re analizar, para ver si existen datos espurios o falsos que no fueron extraídos, o si derechamente hay que sacar estas estaciones del análisis. Nos parece relevante mencionar que, gracias al proceso de validación, al aplicar las predicciones y correcciones en tiempo real, es posible valorar cada pronóstico con sus márgenes de error acotados.

APÉNDICE A: DISTRIBUCIÓN GAMMA

$$f(x;k,\theta)=\frac{x^{k-1}e^{-\frac{x}{\theta}}}{\theta^{k}\Gamma(k)}\text{para } x>0\text{y } k,\theta>0 \quad \textbf{(A1)}$$

$$F(x;k,\theta)=\int_0^x f\,(u;k,\theta)du=\frac{\gamma\left(k,\frac{x}{\theta}\right)}{\Gamma(k)} \quad \textbf{(A2)}$$

$$\gamma\left(k,\frac{x}{\theta}\right)=\int_0^{\frac{x}{\theta}} t^{k-1}\,e^{-t}dt \quad \textbf{(A3)} \qquad \Gamma(k)=(n-1)!\text{ para } n>0 \quad \textbf{(A4)}$$

La función de distribución escogida para aplicar el Quantile Mapping, es la función de distribución gamma de 2 parámetros (A1), dondeθes el parámetro de escala y$k$el parámetro de forma y su función de distribución acumulada (A2),$\Gamma(k)$es la función gamma (A4),γes la función gamma incompleta inferior.

APÉNDICE B: ÍNDICES NUMÉRICOS DE DESEMPEÑO PREDICTOR

$$KGE=1-\sqrt{((r-1)^2+(\beta-1)^2+(\gamma-1)^2)} \quad \textbf{(B1)}$$

$$r=\frac{\sum_{i=1}^{n}(O_i-\bar{O})(P_i-\bar{P})}{\sqrt{\sum_{i=1}^{n}(O_i-\bar{O})^2}\sqrt{\sum_{i=1}^{n}(P_i-\bar{P})^2}} \quad \textbf{(B2)} \qquad \beta=\frac{\mu_F}{\mu_O} \quad \textbf{(B3)} \qquad \gamma=\frac{CV_F}{CV_O}=\frac{\sigma_F/\mu_F}{\sigma_O/\mu_O} \quad \textbf{(B4)}$$

donde n es el número de observaciones; O_iy $P_i$son los valores observados y pronosticados en el día i-ésimo, respectivamente; $\bar{O}$y $\bar{P}$son la media aritmética de las observaciones y los pronósticos, respectivamente.

APÉNDICE C: ÍNDICES CATEGÓRICOS DE DESEMPEÑO PREDICTOR

$$POD = \frac{HIT}{HIT+MISS} \quad \textbf{(C1)} \qquad FAR = \frac{FA}{HIT+FA} \quad \textbf{(C2)}$$

$$fBias = \frac{HIT+FA}{HIT+MISS} \quad \textbf{(C3)} \qquad ETS = \frac{HIT+RHIT}{(HIT+FA+MISS)-RHIT} \quad \textbf{(C4)}$$

donde $TOTAL$ es el número total de puntos de verificación, HIT indica un acierto en la predicción, MISS es una falla, FA es una falsa alarma, CN representa los negativos correctos y $RHIT$ indica un acierto que podría ocurrir por casualidad, calculado como $RHIT = (HIT + MISS)\frac{(HIT+FA)}{TOTAL}$.

APÉNDICE D: INSTALACIÓN DE CLIMATE DATA OPERATORS (CDO)

Para instalar CDO dependiendo de su sistema operativo:

-**Linux**: sudo apt-get install cdo
-**MacOS**: ver instrucciones en https://code.mpimet.mpg.de/projects/cdo/wiki/MacOS_Platform
-**Windows**: ver instrucciones en https://www.isimip.org/protocol/isimip2b-files/cdo-help/

REFERENCIAS

Abatzoglou, J.T., Brown, T.J., 2012. A comparison of statistical downscaling methods suited for wildfire applications. International journal of climatology, 32(5): 772-780.

Climate Data Operators CDO. Disponible en: http://www.mpimet.mpg.de/cdo

David; Simmons, Adrian; Courtier, Philippe. (2015) Les 25 ans du système de prévision numérique du temps IFS/Arpège. La Météorologie, Revue de l'atmosphère et du climat, N.º 89

Detlev Majewski (1991)**.** The EUROPA-model of the Deutscher Wetterdienst. ECMWF Seminar Proceedings, Numerical methods in atmospheric models. 2, 147-191.

Francisco Zambrano, Brian Wardlow, Tsegaye Tadesse, Mario Lillo-Saavedra, Octavio Lagos. (2016) Evaluating satellite-derived long-term historical precipitation datasets for drought monitoring in Chile. Atmospheric Research

J. Michalakes, S. Chen, J. Dudhia, L. Hart, J. Klemp, J. Middlecoff, and W. Skamarock, (2001)**.** Development of a next-generation regional weather research and forecast model. Developments in Teracomputing: pp. 269-276.

Kalnay et al. (1996), The NCEP/NCAR 40-year reanalysis project, Bull. Amer. Meteor. Soc.

Pailleux, Jean; Geleyn, Jean-François; El Khatib, Ryad; Fischer, Claude; Hamrud, Mats; Peter Bauer, Alan Thorpe & Gilbert Brunet (2015)**.** The quiet revolution of numerical weather prediction. Nature, International Journal of Science.

Ringard, J., Seyler, F., & Linguet, L. (2017). A Quantile Mapping Bias Correction Method Based on Hydroclimatic Classification of the Guiana Shield. *Sensors (Basel, Switzerland)*, *17*(6), 1413.

R Development Core Team (2008). R: A language and environment for statistical computing. R Foundation for Statistical Computing, Vienna, Austria.

Saha, S., S. Moorthi, H. Pan, X. Wu, J. Wang, and Coauthors, (2010): The NCEP Climate Forecast System Reanalysis. *Bulletin of the American Meteorological Society*, **91**, 1015–1057

Saha, S.; S. Moorthi, X. Wu, J. Wang, and Coauthors, (2014): The NCEP Climate Forecast System Version 2. *Journal of Climate*, **27**, 2185–2208

Thépaut, Jean-Noël; Rabier, Florence; Andersson, Erik; Salmond, Deborah; Burridge, WWRP/WGNE Joint Working Group on Forecast Verification Research (2017). Forecast Verification methods Across Time and Space Scale. 7th International Verification Methods Workshop. Berlon – Germany. Disponible en: http://www.cawcr.gov.au/projects/verification/

Winter JM, Pal JS, Eltahir EAB (2009)**.** Coupling of Integrated Biosphere Simulator to Regional Climate Model Version 3. Journal of Climate. 22

Zambrano-Bigiarini, Mauricio; Nauditt, Alexandra; Birkel, Christian; Verbist, Koen; Ribbe, Lars. (2017) Temporal and spatial evaluation of satellite-based rainfall estimates across the complex topographical and climatic gradients of Chile. Hydrology and Earth System Sciences**;** Katlenburg-Lindau Tomo 21, Nº 2.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

VOLÚMENES DE USO DE AGUA EN LA CUENCA DEL RÍO CONCHOS MEDIANTE EL DESARROLLO DE HERRAMIENTA GEOINFORMÁTICA

Citlalli Astudillo Enríquez y María de los Ángeles Suárez Medina
Gestión del Agua y Medio Ambiente S.C., Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, México,
mti.xitlae@gmail.com; msuarez@tlaloc.imta.mx

RESUMEN:

Actualmente, la forma en la que se genera y almacena información ha ido evolucionando, la cantidad de datos que actualmente se manejan ha crecido considerablemente y, en consecuencia, ha cambiado la manera de integrar, organizar y procesar la información.

En el tema de administración del agua es fundamental analizar y procesar información de datos de entrada y salida de una cuenca, conocer las entradas y salidas de agua en un sistema hídrico es fundamental para la toma de las mejores decisiones en la gestión integrada del agua.

La base de datos que contiene la demanda del agua es el Registro Público de Derechos de Agua (REPDA) de la Comisión Nacional del Agua (Conagua). En esa base se concentran los registros de los títulos de concesión y de asignación de aguas nacionales y sus bienes públicos inherentes (Conagua, 2013). Sin embargo, cabe señalar que la base de datos, en algunos de sus registros, no está actualizada y no cuenta con la información suficiente para ubicarlos correctamente en un mapa, lo cual representa un problema porque no se puede cuantificar el volumen de agua consumido en una zona determinada y por consecuencia no se puede hacer un cálculo correcto de la disponibilidad de agua superficial y mucho menos llevar a cabo una gestión adecuada del recurso hídrico. En este artículo se presenta el desarrollo de una herramienta geoinformática que facilita la obtención del volumen del agua consumida en la cuenca del Río Conchos, México.

ABSTRACT:

Currently, the way in which information is generated and stored has evolved, the amount of data currently handled has grown considerably and, consequently, the way of integrating, organizing and processing information has changed.

In the subject of water management, it is essential to analyze and process information on input and output data from a basin; knowing the inputs and outputs of water in a water system is essential for making the best decisions in integrated water management.

The database that contains the demand for water is the Public Registry of Water Rights crated by the "Comisión Nacional del Agua" (Conagua). In this base are concentrated the registers of the concession titles and the allocation of national waters and their inherent public goods (Conagua, 2013).

However, it should be noted that the database, in some of its records, is not up to date and does not have enough information to correctly locate them on a map, which is a problem because the volume of water consumed cannot be quantified. a certain area and consequently cannot make a correct calculation of the availability of surface water, much less carry out an adequate management of the water resource

This work presents the development of a geoinformatic tool to obtain the volume of water consumed in the Conchos River basin, Mexico.

PALABRAS CLAVES: Python, REPDA, automatización, GIS

INTRODUCCIÓN

Con el paso del tiempo, la forma en la que se genera y almacena información ha ido evolucionando, la cantidad de datos que actualmente se manejan ha crecido considerablemente y, en consecuencia, ha cambiado la manera de integrar, organizar y procesar la información.

En el tema de administración del agua es fundamental analizar y procesar información de datos de entrada y salida de una cuenca, la lluvia y los escurrimientos son variables fundamentales para generar la oferta, por el contrario, los datos históricos de los usos de agua representan la demanda. Conocer las entradas y salidas de agua en un sistema hídrico es fundamental para la toma de las mejores decisiones en la gestión integrada del agua.

En este artículo se presenta el desarrollo de una herramienta geoinformática que facilita la obtención del volumen del agua consumida en la cuenca del Río Conchos, México. La base de datos que contiene la demanda del agua es el Registro Público de Derechos de Agua (REPDA) de la Comisión Nacional del Agua (Conagua). En esa base se concentran los registros de los títulos de concesión y de asignación de aguas nacionales y sus bienes públicos inherentes (Conagua, 2013), constituyéndose como un instrumento de apoyo dentro del marco de la modernización, planeación y programación de la administración del agua y del uso eficiente y racional de los recursos naturales. El REPDA surgió con la creación y la publicación de la Ley de Aguas Nacionales (LAN) en el Diario Oficial de la Federación el 1° diciembre de 1992 y su Reglamento del 12 de enero de 1994.

Sin embargo, cabe señalar que la base de datos, en algunos de sus registros, no está actualizada y no cuenta con la información suficiente para ubicarlos correctamente en un mapa, lo cual representa un problema porque no se puede cuantificar el volumen de agua consumido en una zona determinada y por consecuencia no se puede hacer un cálculo correcto de la disponibilidad de agua superficial y mucho menos llevar a cabo una gestión adecuada del recurso hídrico.

ANTECEDENTES

Actualmente la Conagua cuenta con el Registro Público de Derechos de Agua (REPDA), que surgió con la creación y la publicación de la Ley de Aguas Nacionales (LAN) en el Diario Oficial de la Federación el 1° de diciembre de 1992 y su Reglamento del 12 de enero de 1994. Tiene como objeto inscribir los títulos de concesión y de asignación de aguas nacionales y sus bienes públicos inherentes, y de los permisos, así como diversos actos a que se refiere la Ley, constituyéndose en un instrumento de apoyo dentro del marco de la modernización, planeación y programación de la administración del agua y del uso eficiente y racional de los recursos naturales. Dicho padrón de usuarios cuenta con información relacionada con los diferentes usos del agua que son clasificados según se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 1. Clasificación de usos de agua REPDA

CLAVE	USO
A	Agrícola
B	Agroindustrial
C	Doméstico
D	Acuacultura
E	Servicio
F	Industrial
G	Pecuario
H	Público urbano
I	Múltiples
J	Electricidad o hidroeléctricas
K	Comercio
L	Otros
A1	Agrícola Inscrito
A2	Agrícola Pendiente
J1	Termoeléctricas

Cabe mencionar que un registro del REPDA puede tener hasta 3 usos diferentes, por lo que fue necesario obtener el volumen correspondiente de cada uno de ellos por separado, esto con el fin de aplicar el porcentaje de retorno correspondiente.

UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

La Región Hidrológica número 24 Bravo-Conchos, se localiza al Norte del país en la parte central de América del Norte, su cauce principal y la frontera entre los Estados Unidos de América y los Estados Unidos Mexicanos es el Río Bravo, mismo que comprende desde las ciudades del Paso Texas y Ciudad Juárez Chihuahua, hasta su desembocadura en el Golfo de México.

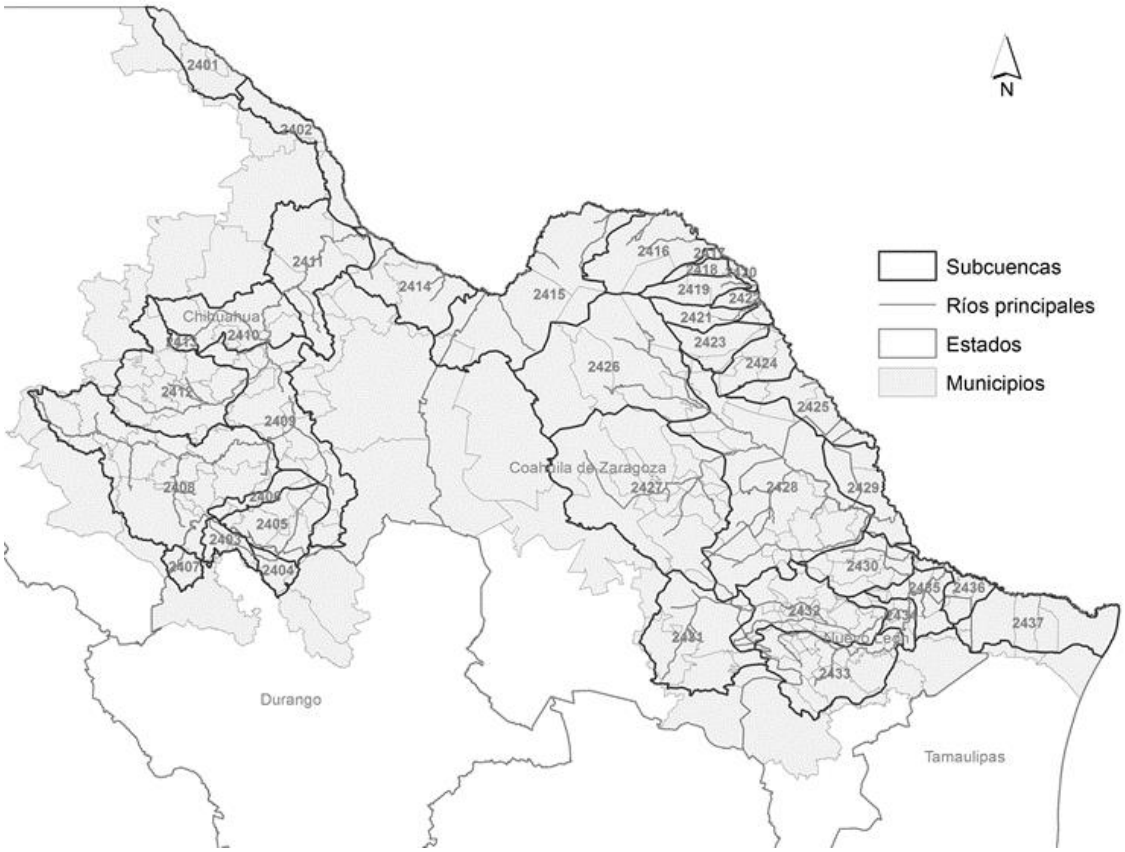


Figura 1.- RH 24 Bravo-Conchos (DOF, 2015)

METODOLOGÍA

Para llevar a cabo el desarrollo de la herramienta geoinformática, fue necesario que las concesiones de los usos de agua estuviesen conformadas en un archivo tipo shapefile. La metodología que aquí se describe, combina la informática, geomática y la programación para logra asignar los volúmenes de agua dentro de una cuenca hidrológica de acuerdo con sus datos. Esta herramienta en primera instancia automatiza los procesos repetitivos y tediosos que se hacen normalmente al corregir la ubicación de cada uno de sus registros tomando en cuenta la localidad, municipio y estado registrados en sus registros. La importancia de ubicarlos correctamente radica en conocer el volumen de agua que demanda una zona determinada y que es un dato clave para alimentar el modelo matemático de cálculo de disponibilidad de agua superficial.

Es importante mencionar que antes de diseñar y elaborar la herramienta fue necesario recopilar la información correspondiente en fuentes nacionales oficiales.

Del Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI), se obtuvieron los datos oficiales de localidad, municipio y estado de la zona de estudio los cuales y de la Comisión Nacional del Agua (Conagua) se se extrajo la base de datos REPDA.

Como parte del proceso de análisis se determinaron cuáles son los datos de localidad, municipio y estado de los registros, y se establecieron los criterios de búsqueda para ubicar los registros que se localizan dentro de la zona, para ello se realizaron los algoritmos necesarios para automatizar el proceso.

Mediante el lenguaje de programación Python, se desarrollaron los scripts de programación considerando los diferentes criterios establecidos y se integraron dentro de una herramienta GIS para su aplicación, la cual se inserta en un un proyecto GIS el cual debe contener capas de información de los Registros REPDA, localidades (INEGI), municipios (INEGI), estados, presas, cuerpos de agua y ríos, recopilados anteriormente. Al ejecutar la herramienta y procesar la información lo que se obtiene es la asignación correcta de cada registro de uso de agua en la cuenca que le corresponde. Cabe mencionar que esto se logrará siempre y cuando exista suficiente información.

La presentación de los resultados es de tipo tabular, donde se identifican los registros ubicados por cuenca y los que no se lograron ubicar por falta de información.

DESARROLLO DE LA HERRAMIENTA GEOINFORMÁTICA

Para el desarrollo de la herramienta, se definieron los requerimientos de la misma, así como sus alcances y las limitaciones para su ejecución, por lo que se debe:

- Ejecutar dentro de un proyecto GIS.
- Tener acceso a la información contenida en shapes.
- Realizar búsquedas por el nombre de la localidad en diferentes shapes.
- Realizar búsquedas por el fuente y afluente en diferentes shapes.
- Asignar la clave de cuenca en la capa REPDA.

Tomando en cuenta que la información estaba contenida en shapefiles, se utilizó la aplicación ArcGIS y la librería ArcPy que completa la biblioteca del lenguaje Python para acceder desde la programación al manejo y explotación de información espacial (MappinnGIS, 2017). Python es un lenguaje de programación del propósito general, el cual cuenta con estructuras de datos eficientes y de alto nivel, un enfoque simple pero efectivo a la programación orientada a objetos (POO).

Como primer paso se creó un proyecto ArcGis en el que se integraron las capas de los Registros REPDA, localidades municipios, estados, presas, cuerpos de agua y ríos.

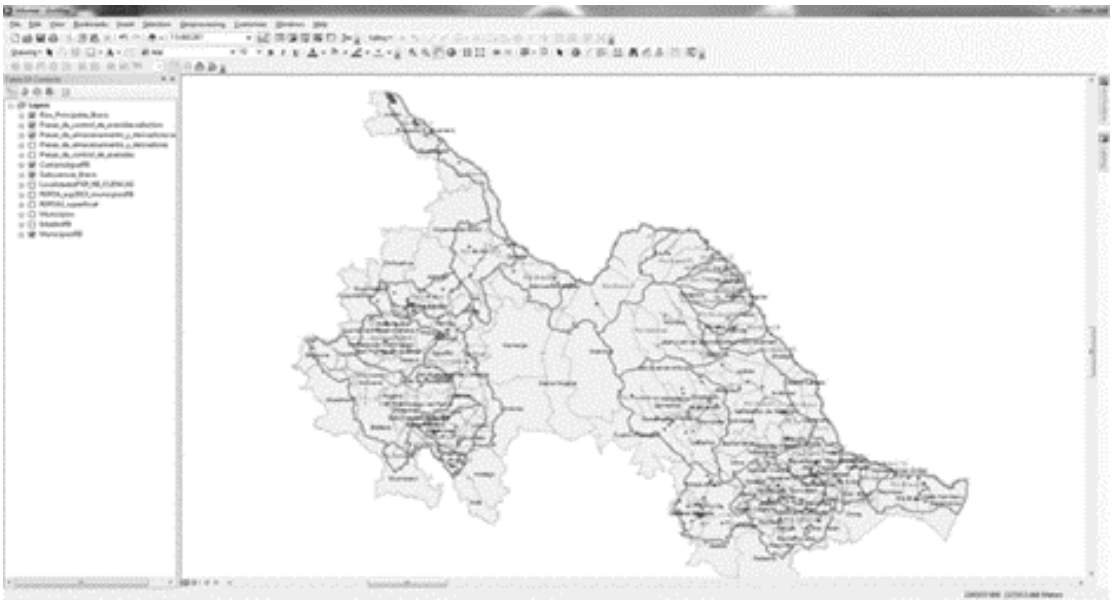


Figura 2.- Proyecto GIS, RH 24 Bravo-Conchos (DOF, 2015)

Posteriormente se definieron los criterios para la asignación de la cuenca, asignando un orden de prioridad:

- Localidad indicada en el registro de la base REPDA.
- Fuente y afluente.
- Casos especiales.

Una vez definidos los criterios para la asignación de la cuenca, se programaron scripts de programación que asignaban la clave de la cuenca correspondiente, y en su caso la de la localidad.

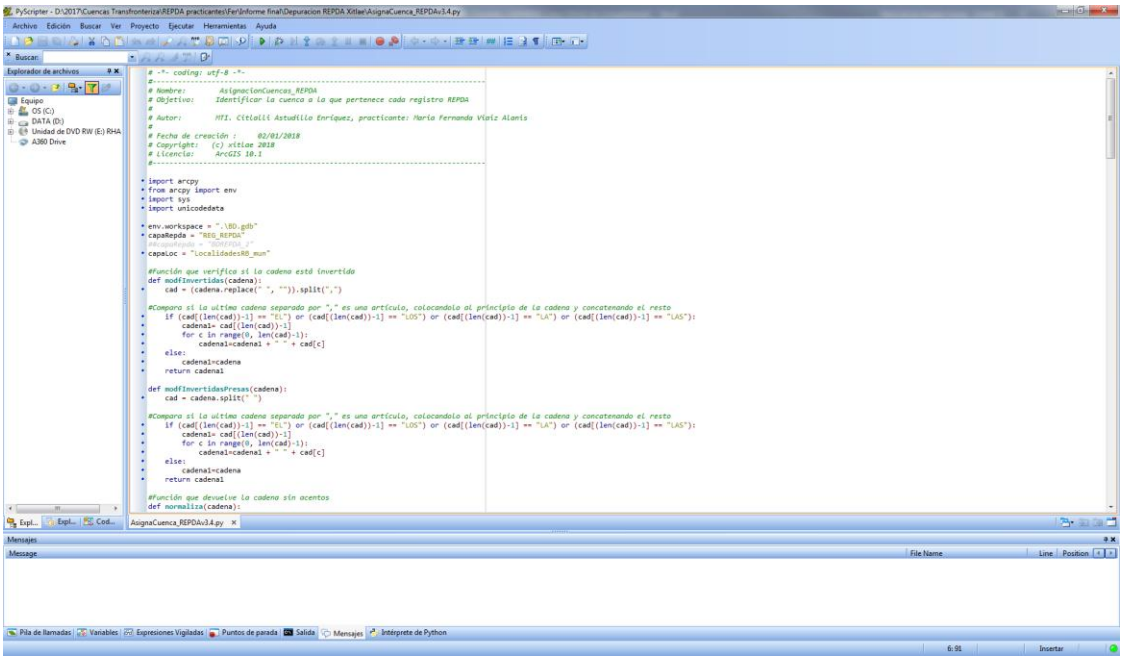


Figura 3.- Ejemplo de Script de Programación

Para los procesos en los que se requirió la manipulación de cadenas se utilizaron las siguientes funciones que son propias del lenguaje:

- *Split*. Elimina los espacios en blanco de una cadena.
- *Find*. Encuentra una cadena en otra.
- *Upper*. Convierte una cadena en mayúscula.
- *Contains*. Valida si existe una cadena dentro de otra.
- *Replace*. Remplaza una cadena por otra.
- *Strip*. Elimina espacios vacios al inicio y final de una cadena

Para los procesos relacionados con el uso de herramientas de ArcGIS se utilizaron las siguientes funciones que forman parte de la librería ArcPy:

- *SearchCursor*. Permite acceder a la información contenida en un archivo shape (filtrar y leer)
- *UpdateCursor*. Permite acceder a la información contenida en un archivo shape, (filtrar, leer y actualizar)
- *GetParameterAsText*. Obtiene un parámetro especificado al ejecutar una herramienta del ArcToos de ArcGIS.
- *GetArgumentCount*. Obtiene la cantidad de parámetros recibidos desde una herramienta desde ArcGIS.

Para el funcionamiento de la herramienta se desarrollaron los siguientes scripts:

- **Función para extraer el estado.** Esta función permite extraer de la capa de usos REPDA la clave del estado de la localidad que se está verificando, con el objeto de utilizarlo para filtar la búsqueda en la capa de INEGI.

- **Función para extraer el municipio.** Esta función permite extraer los municipios dependiendo del estado indicado.

- **Función de comparación y filtros.** Función que compara el nombre de las localidades contenidas en el shape de usos de agua del REPDA con las localidades del shape de localidades de INEGI, dicha comparación la realiza aplicando primero un filtro por estado y posteriormente por municipio a ambas capas.

- **Función de búsqueda de clave de localidad**. Esta función recibe como parámetro el nombre de la localidad, municipio y estado y aplica un filtro a la capa de localidades de INEGI para seleccionar las localidades que pertenecen al municipio y estado indicado, posteriormente realiza la búsqueda, y obtiene la clave de la localidad en caso de que exista coincidencia.

  Debido a que el nombre de las localidades no estaba estandarizado, se generaron algunas funciones para modificar la cadena de tal manera que permitiera hacerla comparable con el dato contenido en la capa de localidades de INEGI.

- **Función para identificar cadenas invertidas.** Esta función valida si el nombre de la localidad está invertido, es decir, el artículo (EL, LA, LOS, LAS) se ubica al final de la cadena separado del nombre por una coma (LIMA, LA), en caso de que exista esta condición devuelve la cadena corregida (LA LIMA).

- **Función para eliminar información adicional.** Esta función permite detectar palabras al inicio de la cadena (EJIDO, RANCHO, CD, CIUDAD, SECCIÓN, COLONIA, COL, ESTACIÓN) que en el listado de INEGI no tenga, pero que probablemente sólo tenga el nombre y regresa la cadena sin dichas palabras.

Con los scripts generados e integrados, se procedió a generar la herramienta de depuración dentro del proyecto GIS, relacionándola al script principal y configurando los parámetros de entrada en la interfaz gráfica.

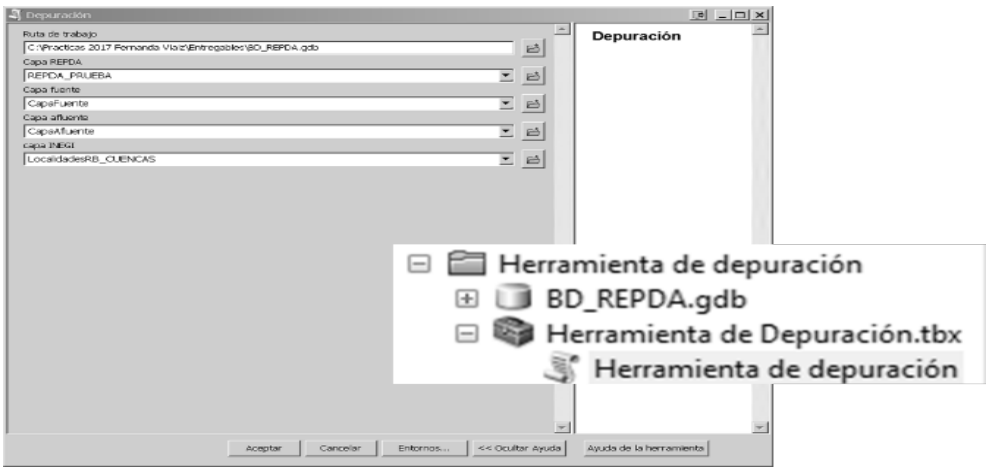


Figura 3.- Interfaz gráfica de la herramienta

A continuación, se muestra un diagrama de flujo que muestra la interacción de las funciones presentadas anteriormente.

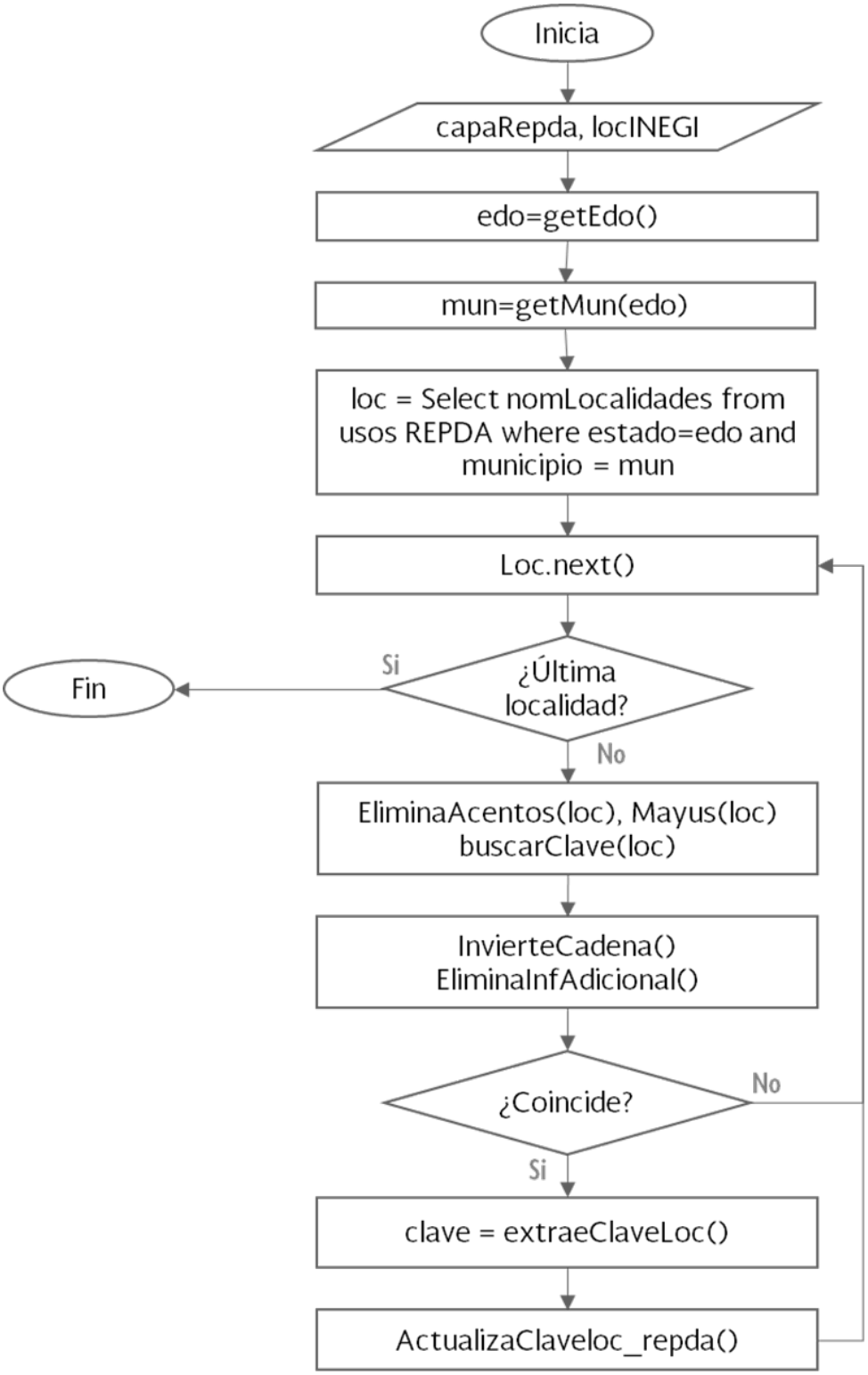


Figura 3.- Diagrama de flujo

Finalmente se creó la caja de herramienta correspondiente dentro del proyecto GIS (ESRI, 2014), configurando los parámetros de entrada en la interfaz gráfica con el objeto de dejar al usuario la selección de capas a utilizar.

RESULTADOS

Derivado del análisis de la información se definieron criterios para relacionar los registros con los datos de las fuentes oficiales.

El primer criterio aplicado tuvo relación con la búsqueda exacta del nombre la localidad del registro con respecto a las localidades de INEGI.

El segundo criterio consideró eliminar los acentos de las palabras, e invertir el orden de las que tuvieran el artículo al final (Ej. Túnel, EL –> EL TUNEL).

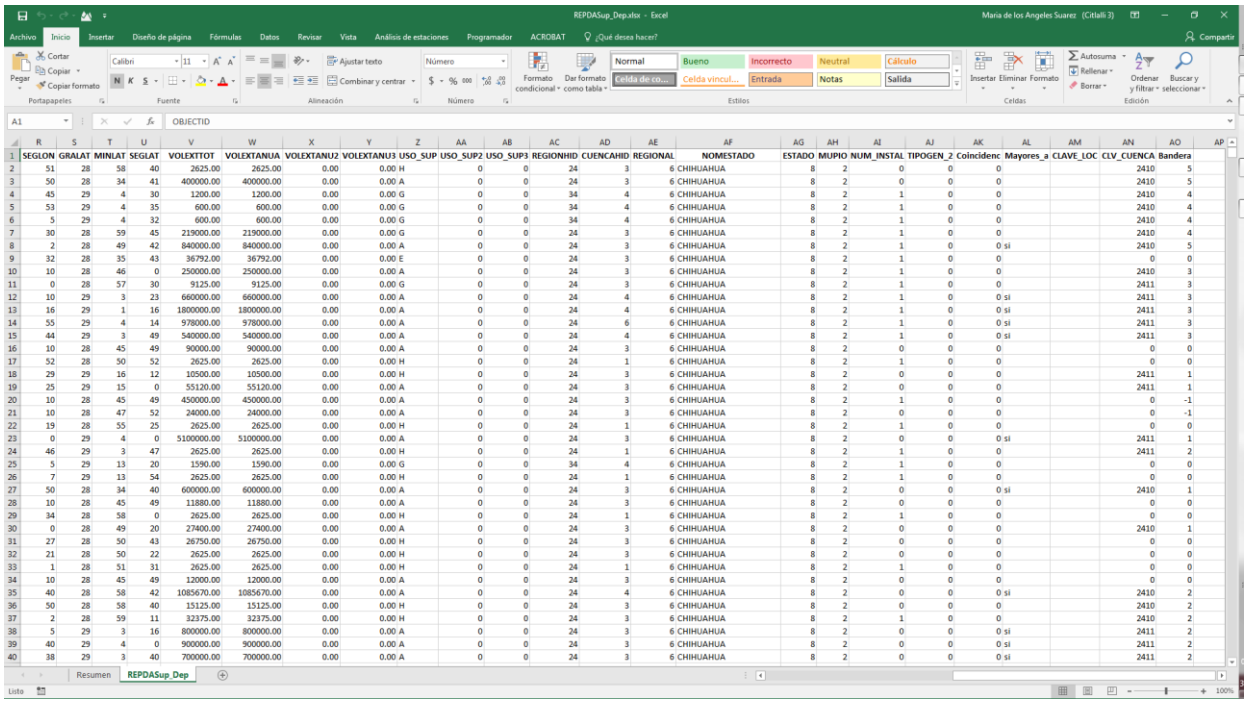
El tercer filtro tuvo relación con las abreviaturas o palabras comunes que podrían o no estar en el nombre de la localidad

Cabe mencionar que una vez identificados los registros en donde el nombre de la localidad era exactamente igual, se continuó la búsqueda aplicando una combinación de las demás posibilidades a los registros faltantes.

Finalmente, para continuar con la identificación, se incorporaron al análisis las capas de ríos, presas y cuerpos de agua, con el objeto de obtener la fuente de los registros que aún no contaban con clave de cuenca. Cabe mencionar que las capas oficiales también carecen de información lo que dificulta automatizar la búsqueda

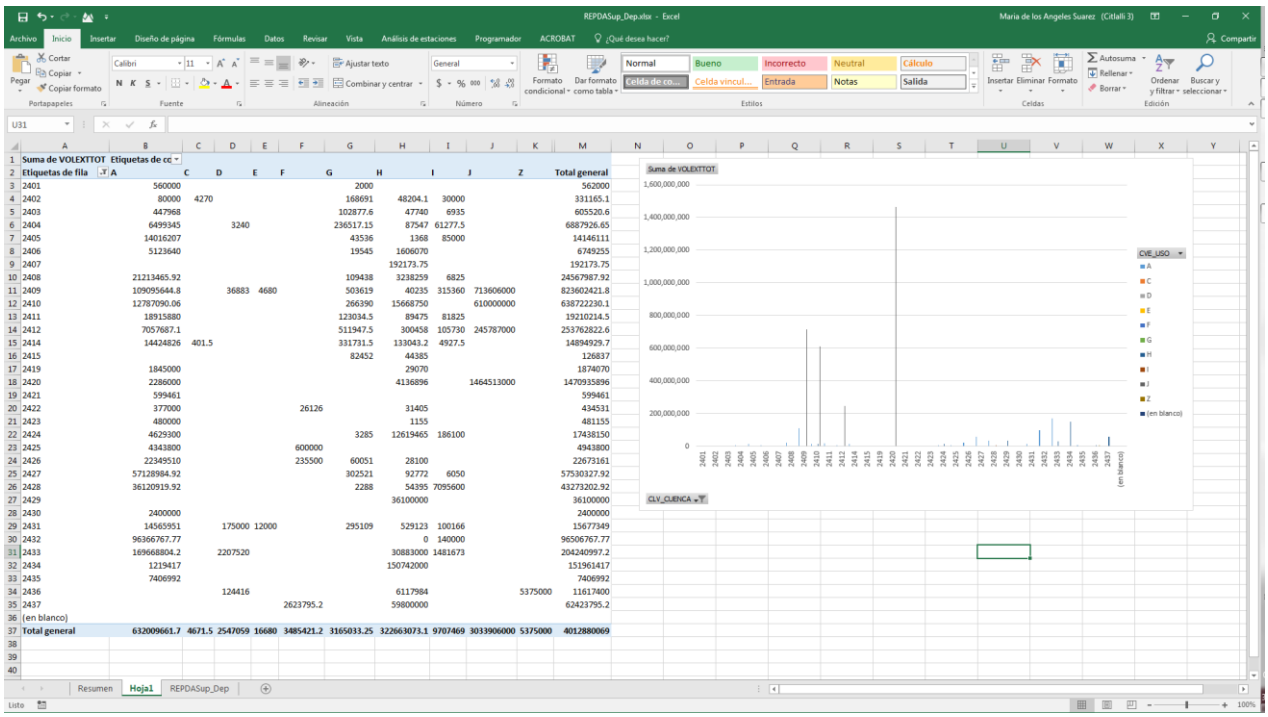
Se analizaron un poco más de 7,000 registros, de los cuales casi 5,000 fueron asignados por la herramienta, disminuyendo el tiempo de procesamiento en caso de haberse hecho de forma manual.

Los resultados de la herramienta fueron exportados a un archivo en Excel para realizar el análisis de datos por cuenca y uso de agua.



SEGLON	GRALAT	MINLAT	SEGLAT	VOLEXTTOT	VOLEXTANUA	VOLEXTANU2	VOLEXTANU3	USO_SUP	USO_SUP2	USO_SUP3	REGIONHID	CUENCAHID	REGIONAL	NOMESTADO	ESTADO	MUPIO	NUM_INSTAL	TIPOGEN_2	Coincidenc	Mayores_a	CLAVE_LOC	CLV_CUENCA	Bandera
51	28	58	40	2625.00	2625.00	0.00	0.00	H	0	0	24	3	6	CHIHUAHUA	8	2	0	0	0			2410	5
50	28	34	41	400000.00	400000.00	0.00	0.00	A	0	0	24	3	6	CHIHUAHUA	8	2	0	0	0			2410	5
45	29	4	30	1200.00	1200.00	0.00	0.00	G	0	0	34	4	6	CHIHUAHUA	8	2	1	0	0			2410	4
53	29	4	35	600.00	600.00	0.00	0.00	G	0	0	34	4	6	CHIHUAHUA	8	2	1	0	0			2410	4
5	29	4	32	600.00	600.00	0.00	0.00	G	0	0	34	4	6	CHIHUAHUA	8	2	1	0	0			2410	4
30	28	59	45	219000.00	219000.00	0.00	0.00	G	0	0	24	3	6	CHIHUAHUA	8	2	1	0	0			2410	4
2	28	49	42	840000.00	840000.00	0.00	0.00	A	0	0	24	3	6	CHIHUAHUA	8	2	1	0	0 si			2410	5
32	28	35	43	36792.00	36792.00	0.00	0.00	E	0	0	24	3	6	CHIHUAHUA	8	2	1	0	0			0	0
10	28	46	0	250000.00	250000.00	0.00	0.00	A	0	0	24	3	6	CHIHUAHUA	8	2	1	0	0			2410	3
0	28	57	30	9125.00	9125.00	0.00	0.00	G	0	0	24	3	6	CHIHUAHUA	8	2	1	0	0			2411	3
10	29	3	23	660000.00	660000.00	0.00	0.00	A	0	0	24	4	6	CHIHUAHUA	8	2	1	0	0 si			2411	3
16	29	1	16	1800000.00	1800000.00	0.00	0.00	A	0	0	24	4	6	CHIHUAHUA	8	2	1	0	0 si			2411	3
55	29	4	14	978000.00	978000.00	0.00	0.00	A	0	0	24	6	6	CHIHUAHUA	8	2	1	0	0 si			2411	3
44	29	3	49	540000.00	540000.00	0.00	0.00	A	0	0	24	4	6	CHIHUAHUA	8	2	1	0	0 si			2411	3
10	28	45	49	90000.00	90000.00	0.00	0.00	A	0	0	24	3	6	CHIHUAHUA	8	2	0	0	0			0	0
52	28	50	52	2625.00	2625.00	0.00	0.00	H	0	0	24	1	6	CHIHUAHUA	8	2	1	0	0			0	0
29	29	16	12	10500.00	10500.00	0.00	0.00	H	0	0	24	3	6	CHIHUAHUA	8	2	0	0	0			2411	1
25	29	15	0	55120.00	55120.00	0.00	0.00	A	0	0	24	3	6	CHIHUAHUA	8	2	0	0	0			2411	1
10	28	45	49	450000.00	450000.00	0.00	0.00	A	0	0	24	3	6	CHIHUAHUA	8	2	1	0	0			0	-1
10	28	47	52	24000.00	24000.00	0.00	0.00	A	0	0	24	3	6	CHIHUAHUA	8	2	0	0	0			0	-1
19	28	55	25	2625.00	2625.00	0.00	0.00	H	0	0	24	1	6	CHIHUAHUA	8	2	1	0	0			0	0
0	29	4	0	5100000.00	5100000.00	0.00	0.00	A	0	0	24	3	6	CHIHUAHUA	8	2	0	0	0 si			2411	1
46	29	3	47	2625.00	2625.00	0.00	0.00	H	0	0	24	1	6	CHIHUAHUA	8	2	1	0	0			2411	2
5	29	13	20	1590.00	1590.00	0.00	0.00	G	0	0	34	4	6	CHIHUAHUA	8	2	1	0	0			0	0
7	29	13	54	2625.00	2625.00	0.00	0.00	H	0	0	24	1	6	CHIHUAHUA	8	2	1	0	0			0	0
50	28	34	40	600000.00	600000.00	0.00	0.00	A	0	0	24	3	6	CHIHUAHUA	8	2	0	0	0 si			2410	1
10	28	45	49	11880.00	11880.00	0.00	0.00	A	0	0	24	3	6	CHIHUAHUA	8	2	0	0	0			0	0
34	28	58	0	2625.00	2625.00	0.00	0.00	H	0	0	24	1	6	CHIHUAHUA	8	2	1	0	0			0	0
0	28	49	20	27400.00	27400.00	0.00	0.00	A	0	0	24	3	6	CHIHUAHUA	8	2	0	0	0			2410	1
27	28	50	43	26750.00	26750.00	0.00	0.00	H	0	0	24	3	6	CHIHUAHUA	8	2	0	0	0			0	0
21	28	50	22	2625.00	2625.00	0.00	0.00	H	0	0	24	3	6	CHIHUAHUA	8	2	0	0	0			0	0
1	28	51	31	2625.00	2625.00	0.00	0.00	H	0	0	24	1	6	CHIHUAHUA	8	2	1	0	0			0	0
10	28	45	49	12000.00	12000.00	0.00	0.00	A	0	0	24	3	6	CHIHUAHUA	8	2	0	0	0			0	0
40	28	58	42	1085670.00	1085670.00	0.00	0.00	A	0	0	24	4	6	CHIHUAHUA	8	2	0	0	0 si			2410	2
50	28	58	40	15125.00	15125.00	0.00	0.00	H	0	0	24	3	6	CHIHUAHUA	8	2	0	0	0			2410	2
2	28	59	11	32375.00	32375.00	0.00	0.00	H	0	0	24	3	6	CHIHUAHUA	8	2	1	0	0			2410	2
5	29	3	16	800000.00	800000.00	0.00	0.00	A	0	0	24	3	6	CHIHUAHUA	8	2	0	0	0 si			2411	2
40	29	4	0	900000.00	900000.00	0.00	0.00	A	0	0	24	3	6	CHIHUAHUA	8	2	0	0	0 si			2411	2
38	29	3	40	700000.00	700000.00	0.00	0.00	A	0	0	24	3	6	CHIHUAHUA	8	2	0	0	0 si			2411	2

Con la información generada y organizado en la hoja de Excel, se utilizaron tablas dinámicas para generar reportes tabulares y gráficos en donde se visualizarán los volúmenes de uso de agua para cada una de las cuencas identificadas,



Suma de VOLEXTTOT	Etiquetas de co										
Etiquetas de fila	A	C	D	E	F	G	H	I	J	Z	Total general
2401	560000					2000					562000
2402	80000	4270				168691	48204.1	30000			331165.1
2403	447968					102877.6	47740	6935			605520.6
2404	6499345		3240			236517.15	87547	61277.5			6887926.65
2405	14016207					43536	1368	85000			14146111
2406	5123640					19545	1606070				6749255
2407							192173.75				192173.75
2408	21213465.92					109438	3238259	6825			24567987.92
2409	109095644.8		36883	4680		503619	40235	315360	713606000		823602421.8
2410	12787090.06					266390	15668750		610000000		638722230.1
2411	18915880					123034.5	89475	81825			19210214.5
2412	7057687.1					511947.5	300458	105730	245787000		25376822.6
2414	14424826	401.5				331731.5	133043.2	4927.5			14894929.7
2415						82452	44385				126837
2419	1845000						29070				1874070
2420	2286000						4136896		1464513000		1470935896
2421	599461										599461
2422	377000				26126		31405				434531
2423	480000						1155				481155
2424	4629300					3285	12619465	186100			17438150
2425	4343800				600000						4943800
2426	22349510				235500	60051	28100				22673161
2427	57128984.92					302521	92772	6050			57530327.92
2428	36120919.92					2288	54395	7095600			43273202.92
2429							36100000				36100000
2430	2400000										2400000
2431	14565951		175000	12000		295109	529123	100166			15677349
2432	96366767.77						0	140000			96506767.77
2433	169668804.2		2207520				30883000	1481673			204240997.2
2434	1219417						150742000				151961417
2435	7406992										7406992
2436			124416				6117984			5375000	11617400
2437					2623795.2		59800000				62423795.2
(en blanco)											
Total general	632009661.7	4671.5	2547059	16680	3485421.2	3165033.25	322663073.1	9707469	3033906000	5375000	4012880069

Figura 3.- Resultados gráficos y tabulares

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Con el uso de los Sistemas de Información Geográfica ha sido posible simplificar los procesos repetitivos en bases de datos extensas. El desarrollo de esta herramienta dentro del SIG es tan solo un ejemplo de lo mucho que se puede hacer con el manejo y procesamiento de información en donde eficacia y rapidez es requerida.

Los criterios para determinar la ubicación de los registros dependerán de la zona y la disponibilidad de información con que se en la zona.

Aun cuando la herramienta ya se desarrolló, siempre es posible mejorarla y obtener resultados acordes a la realidad, para ello será necesario contar con capas de información completas y estandarizadas.

REFERENCIAS

Comisión Nacional del Agua. (2013). *Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales* (BANDAS). México, DF.

Diario Oficial de la Federación (2011). *ACUERDO por el que se da a conocer el resultado de los estudios técnicos de la Región Hidrológica número 24 Bravo-Conchos*.

Diario Oficial de la Federación. (2015). NORMA Oficial Mexicana *NOM 011 CONAGUA 2015*. Cd. de México D.F.: Diario Oficial de la Federación.

ESRI. (2014). *ArcGIS Resource Center*. Obtenido de http://help.arcgis.com/es/arcgisdesktop/10.0/help/index.html#//002z00000001000000

INEGI (2010). Marco Geoestadístico Nacional. Obtenido de: http://www.inegi.org.mx/geo/contenidos/geoestadistica/default.aspx

MappinnGIS. (2017). *MappinnGIS, Formación GIS, Difusión Tecnológica.* Obtenido de https://mappinggis.com/2012/08/que-es-arcpy/

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

FÓRMULA DE BELL AJUSTADA PARA EL CÁLCULO DE LAS CURVAS I-D-TR A PARTIR DE REGISTROS DE PRECIPITACIONES MÁXIMAS

Del Ángel González Marcelino - Domínguez Mora Ramón
Asociación Mexicana de Hidráulica del Sur de Tamaulipas
5ª Ave. No. 102, Col. Monteverde, Cd. Madero, Tam. 89420/ Circuito Escolar, Ciudad Universitaria, Delegación Coyoacán. México 04510 D.F. Universidad Nacional Autónoma de México, Instituto de Ingeniería
mdag53@yahoo.com.mx/ rdm@pumas.iingen.unam.mx

RESUMEN:

Se hace manifiesta la importancia de contar con herramientas útiles para el cálculo de precipitaciones pluviales e intensidades de corta duración para el sur del Estado de Tamaulipas, en el Noroeste de México, debido a las constantes inundaciones que se producen en los centros urbanos durante la época de lluvias. El trabajo que aquí se presenta resalta la importancia de contar con herramientas útiles para el cálculo de precipitaciones pluviales e intensidades de corta duración mediante métodos que hacen uso de registros de precipitaciones máximas diarias. Se utilizan los coeficientes que presenta un Mapa de la República Mexicana (Baeza, 2007), para la determinación de precipitaciones máximas en una hora y se determinan las intensidades mediante la fórmula de Bell ajustada a lluvias regionales para la construcción de las curvas i-d-Tr. El método puede ser aplicado en cualquier región llevando mediante el uso de precipitaciones máximas registradas en la zona de estudio y con la determinación de las precipitaciones en una duración de una hora.

ABSTRACT:

Is made manifest the importance of useful tools for the calculation of pluvial precipitation and intensities of short duration for the South of the State of Tamaulipas, in the Northwest of Mexico, due to constant flooding occurring in the urban centers during the rainy season. The work presented here highlights the importance of useful tools for the calculation of pluvial precipitation and intensities of short duration using methods that make use of records of maximum daily rainfall. Using the coefficients which presents a map of the Mexican Republic (Baeza, 2007), for the determination of maximum precipitation in one hour and determine strengths using the formula of Bell adjusted to regional rainfall for the construction of the curves I-d - Tr. The method can be applied in any region carrying through the use of maximum rainfall recorded in the study area and with the determination of precipitation in a duration of one hour.

PALABRAS CLAVES: lluvias máximas, intensidades de corta duración, curvas i-d-Tr.

INTRODUCCIÓN

El agua es un elemento fundamental para el desarrollo sustentable de cualquier región y para su estudio se requiere del conocimiento del su formación dentro del ciclo hidrológico. La forma inicial para su análisis comienza a partir de su medición mediante pluviógrafos y pluviómetros, siendo los primeros aquellos que registran la altura de precipitación con relación al tiempo y permiten determinar su intensidad. Los segundos, miden la altura de lluvia máxima cada 24 horas.

La importancia de su medición se fundamenta en que el agua en forma de precipitación, es motor de desarrollo y puede considerarse como una variable hidrológica que se puede caracterizar a través de su intensidad, su distribución a través del espacio y tiempo, y su frecuencia o probabilidad de ocurrencia. Su caracterización depende de las mediciones realizadas en pluviógrafos para deducir su patrón de comportamiento y llevar a cabo un análisis a posteriori, sin embargo, no siempre se dispone de datos de intensidades para precipitaciones máximas de corta duración, por lo que es común el uso de registros pluviométricos para determinar las intensidades por medio de ecuaciones.

Este estudio presenta la fórmula de precipitación de Bell ajustada (2013), (2016) a una zona costera, mediante un coeficiente K que relaciona la precipitación máxima de 1 hora con la máxima diaria, determinado por Baeza, y que es aplicable a la República Mexicana. Se determinan las precipitaciones mediante el coeficiente K y su ajuste con la fórmula de Bell, y se expresan en mm/hr para el cálculo de las curvas intensidad-duración-período de retorno (i-d-Tr) para ser aplicadas en cualquier método de la relación lluvia–escurrimiento.

El análisis tiene como objetivo, determinar las precipitaciones máximas para duraciones cortas, de 10 a 120 minutos principalmente, a partir de registros de precipitaciones máximas diarias y se establece un criterio para determinar las curvas i-d-tr, para su aplicación a una cuenca urbana.

Se hace inicialmente la presentación de la fórmula conforme fue concebida por su autor y se propone su utilización mediante el ajuste de una función de distribución a la muestra de datos de precipitaciones máximas diarias de una estación climatológica de la región.

Localización

La Zona Conurbada del Sur de Tamaulipas se forma por los municipios de Tampico, Madero y Altamira, ubicándose sobre la margen izquierda de la desembocadura del río Pánuco en el Golfo de México y las lagunas del Chairel y de Champayán que deben su origen al río Tamesí, afluente del río Pánuco en su desembocadura.

Clima

El clima A(w) predominante en la región es cálido subhúmedo con lluvias en verano, con temperaturas promedio anuales de 24.6° C, alcanzando las más altas un promedio de 36.8° C y las mínimas un promedio de 9.7° C. Los vientos predominantes en otoño e invierno son los denominados “nortes”, mientras que en las otras estaciones del año varían de sur a norte. Por estar la región expuesta a los fenómenos de tipo hidrometereológico son comunes los ciclones y vientos huracanados, que en más de una ocasión han afectado seriamente a los habitantes del municipio. La precipitación anual varía de 788.6 a 1,044.10 milímetros y el mes más lluvioso es julio arriba de los 1000 milímetros.

Por estas características, cuando ocurren las lluvias de verano, la zona se ve afectada por fuertes inundaciones en sus calles, avenidas, zonas habitacionales y comerciales, constituyendo un grave problema el desalojo de las agua pluviales. Figuras 1 y 2.

Figura1.- Casa habitación inundada

Figura2.- Calles inundadas en una zona urbana

Existen tres estaciones climatológicas para la medición de las precipitaciones pluviales, La estación Tampico, que se ubica en la bocatoma que abastece de agua a un amplio sector de las ciudades de Tampico y Madero; la estación Tancol en la VIII Zona Militar de Tampico, y la estación Altamira en el municipio del mismo nombre. La estación Tampico, motivo de este estudio, es la que cuenta con mayor número de datos de medición (50 años), y las restantes alrededor de 30. Las coordenadas geográficas de las estaciones son: Tampico: Latitud N 22°14´19" y Longitud W 97°52´44". Altamira: Latitud N 22°25´30" y Longitud W 97°56´42". Tancol: Latitud N 22°17´39" y Longitud W 97°53´10".

El objetivo de este estudio es ajustar la ecuación de lluvia generalizada de Frederick Charles Bell (1969), a las precipitaciones máximas ocurridas en la zona, estación Tampico, y llevar a cabo su aplicación para determinar las intensidades máximas para ser utilizadas en cualquier método que relacione la lluvia con el escurrimiento. Los registros de precipitaciones máximas diarias de la estación Tampico fueron proporcionados por la Comisión Nacional del Agua, Organismo de Cuenca Golfo Norte, con oficinas ubicadas en Altamira, Tam.,y dependiente del Gobierno Federal de México.

Esta estación no cuenta con mediciones de precipitaciones máximas en una hora, por lo que se determinaron conforme a los estudios realizados por C. Baeza (2007), en donde se estimó el coeficiente K que relaciona la precipitación máxima de una hora con la correspondiente a un día, para la República Mexicana, Figura 3.

METODOLOGÍA

Ecuación de Bell

Bell (1969) propuso una fórmula para determinar las curvas Intensidad-Duración-Período de retorno, a partir de las lluvias con duraciones hasta de 120 minutos, y permiten estimar la altura de

lluvia para una cierta duración entre 5 y 120 minutos y período de retorno entre 2 y 100 años, si se conoce la altura de lluvia con duración de una hora.

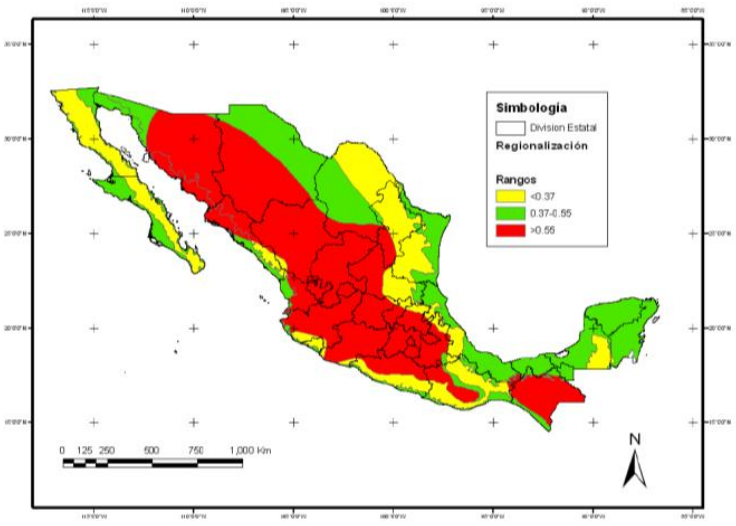


Figura 3.- Valores de K para la República Mexicana propuestos por Baeza Ramírez. Fuente: Baeza, 2007.

La ecuación es la siguiente:

$$P_T^t = (0.35lnT + 0.76)(0.54t^{0.25} - 0.5)P_2^{60} \qquad [1]$$

La ecuación es válida para 2 años ≤ T ≤ 100 años y 5 minutos ≤ t ≤ 120 minutos

Donde

P_T^t, precipitación en mm para una duración de t minutos y período de retorno de T Años.

P_2^{60}, precipitación en mm para una duración de 60 minutos y período de retorno de 2 años.

t , duración de la lluvia entre 5 y 120 minutos, en minutos.

T , período de retorno en años.

La ecuación de Bell se puede separar en factores por duración y por período de retorno como se muestra más adelante.

APLICACIÓN Y RESULTADOS

Ajuste de una función de distribución a la muestra de precipitaciones

En las Tabla 1, se muestran los registros de lluvias de la estación climatológica Tampico, de la Zona Sur del Estado de Tamaulipas, México.

Tabla 1.- Precipitaciones Máximas Anuales en mm

Reg.Hidro.26/R. Guayalejo	Tampico	Año	Tampico
1969	115.3	1997	151.0
1970	147.8	1998	93.0
1971	78.6	1999	105.5
1972	142.5	2000	140.0
1973	248.2	2001	150.3
1974	167.5	2002	89.1
1975	105.6	2003	108.2
1976	122.0	2004	133.7
1977	243.0	2005	94.0
1978	84.5	2006	83.0
1979	102.7	2007	140.0
1980	60.5	2008	194.5
1981	165.9	2009	68.0
1982	75.5	2004	133.7
1983	88.5	2005	94.0
1984	180.0	2006	83.0
1985	102.9	2007	140.0
1986	50.1	2008	194.5
1987	63.8	2009	68.0

Tabla 1.- Continuación

Reg.Hidro.26/R. Guayalejo	Tampico	Año	Tampico
1960	61.0	1988	143.5
1961	80.0	1989	148.5
1962	184.0	1990	193.2
1963	151.3	1991	150.0
1964	52.3	1992	141.4
1965	59.0	1993	118.0
1966	104.8	1994	105.0
1967	151.4	1995	69.5
1968	54.0	1996	98.0

Utilizando el programa AX.EXE del Sistema Nacional de Protección Civil del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED, 1997), de la Coordinación de Investigación de Riesgos Hidrometereológicos, para el ajuste de funciones de distribución de probabilidad a la muestra de precipitaciones de estaciones climatológicas, para la estación Tampico, se encontró que la función de distribución que mejor se ajusta a los datos de dicha estación es:

Tampico: Gumbel Simple

En la tabla 2, se presentan las precipitaciones máximas, ajustadas para la estación en estudio para diferentes períodos de retorno. La función de ajuste se muestra en la Figura 4.

Tabla 2.- Precipitaciones máximas anuales ajustadas a una función de distribución.

Periodo de retorno	Estación Tampico
Tr [años]	F. Distribución Gumbel simple [mm]
2	111.400
5	154.300
10	182.710
20	209.970
50	245.240
100	271.670
200	298.010
500	332.750

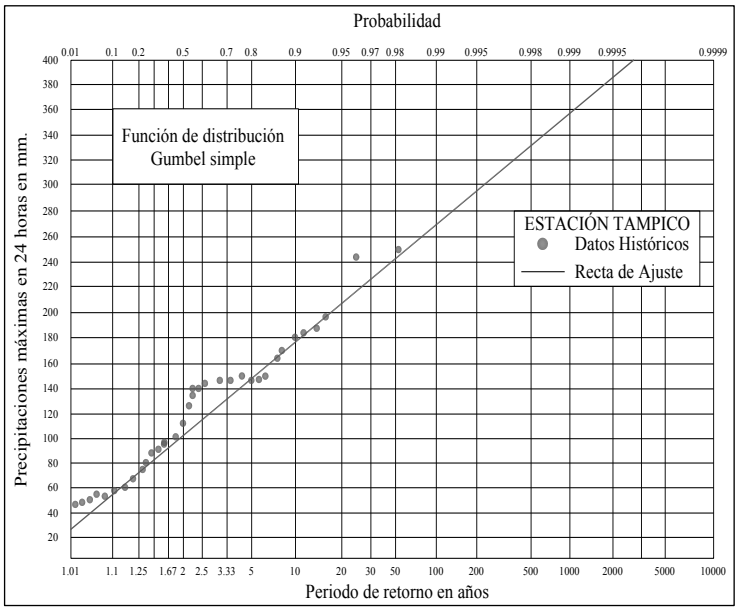


Figura 4.- Estación Tampico. Ajuste de datos de precipitaciones máximas en 24 horas a una función de distribución Gumbel simple.

Análisis para duraciones menores que un día

En la tabla 3, se presenta la relación de precipitaciones para un período de retorno y una duración d, y la precipitación para un período de retorno y una lluvia de duración de 60 minutos, para distintos valores del coeficiente K, elaborada por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, (Domínguez y Franco, 2002).

Tabla 3.- Relación $\frac{P_T^d}{P_T^{60}}$ para diferentes valores de K, para el cálculo de la precipitación máxima en una hora K = 0.46; Zonas costeras Tampico-Madero-Altamira.

No.	d [min]	K= .15	K= .20	K= .30	K= .35	K= .40	K= .46	K= .60
1	5	0.25	0.27	0.29	0.29	0.29	0.29	0.60
2	10	0.36	0.4	0.43	0.44	0.45	0.45	0.30
3	15	0.46	0.49	0.54	0.55	0.56	0.57	0.47
4	30	0.67	0.7	0.74	0.755	0.77	0.78	0.59
5	60	1	1	1	1	1	1	1
6	120	1.49	1.41	1.32	1.285	1.25	1.23	1.18
7	240	2.23	1.99	1.72	1.625	1.53	1.47	1.34
8	360	2.81	2.44	2	1.86	1.72	1.63	1.43
9	480	3.32	2.81	2.23	2.045	1.86	1.75	1.49

Los valores de precipitaciones pueden ser generados directamente mediante la relación de $\frac{P_T^d}{P_T^{60}}$ dada en la tabla 3, con el coeficiente k, sin embargo, haciendo uso de las ecuaciones 1 y 2, se pueden calcular como se muestra en seguida. Mediante la ecuación 1, los resultados de su aplicación dependen totalmente de la precipitación en 60 minutos (1 hora) y un período de retorno de 2 años y no toman en cuenta las variaciones con relación al período de retorno que, como ya se comentó deben obtenerse de un ajuste directo como el mostrado en la tabla 2 y la Figura 4, por lo que otra forma de usar esta ecuación y que permite incorporar lo obtenido para las precipitaciones máximas diarias, es usar sólo el segundo término entre paréntesis (lo que depende de la duración) y multiplicarlo por la precipitación de 60 minutos para cada periodo de retorno. De esta forma la fórmula de Bell se convierte en la siguiente expresión:

$$P_T^t = (0.54t^{0.25} - 0.50)P_T^{60} \qquad [2]$$

Donde

P_T^t, precipitación en mm para una duración de t minutos y período de retorno de T años

P_T^{60}, precipitación en mm para una duración de 60 minutos y período de retorno de T años

t, duración de la lluvia entre 5 y 120 minutos, en min

T, periodo de retorno en años

Con los valores de la tabla 3, para k = 0.46, se elabora la tabla 4, multiplicando el coeficiente por los valores de las diferentes duraciones, obteniendo las precipitaciones para diferentes duraciones y periodos de retorno.

Tabla 4.- Precipitaciones máximas para un valor de k= 0.46 de la estación Tampico

Tr [años]	**Duración en minutos**					
	10	**15**	**30**	**60**	**120**	**240**
Estación Tampico						
2	23.06	29.21	39.97	51.24	63.03	75.33
5	31.94	40.46	55.36	70.98	87.30	104.34
10	37.82	47.91	65.56	84.05	103.38	123.55
20	43.46	55.05	75.34	96.59	118.80	141.98
50	50.76	64.30	87.99	112.81	138.76	165.83
100	56.24	71.23	97.48	124.97	153.71	183.70
200	61.69	78.14	106.93	137.08	168.61	201.51
500	68.88	87.25	119.39	153.07	188.27	225.01

Una vez determinados los valores de precipitación con el coeficiente k, se procedió a ajustar las precipitaciones mediante la ecuación 2 para la estación Tampico, las que se presentan en la tabla 5.

Tabla 5.- Precipitaciones máximas en mm para duraciones de 10 a 240 min para la estación Tampico. Fórmula de Bell ajustada.

Tr [años]	**Duración en minutos**					
	10	**15**	**30**	**60**	**120**	**240**
Estación Tampico						
2	23.59	28.84	39.14	51.39	65.97	83.29
5	32.67	39.94	54.21	71.18	91.37	115.37
10	38.68	47.29	64.19	84.29	108.19	136.61
20	44.46	54.35	73.77	96.87	124.33	156.99
50	51.92	63.48	86.16	113.14	145.22	183.37
100	57.52	70.32	95.45	125.33	160.87	203.13
200	63.10	77.14	104.70	137.48	176.46	222.82
500	70.45	86.13	116.91	153.51	197.04	248.80

Con las precipitaciones se determinan las intensidades, tabla 6, y curvas intensidad –duración-período de retorno, de la figura 5.

Tabla 6.- Intensidades en mm/hr para duraciones de 10 a 240 min para la estación Tampico. Fórmula de Bell ajustada

Tr [años]	Duración en minutos					
	10	15	30	60	120	240
Estación Tampico						
2	141.52	115.34	78.28	51.39	32.98	20.82
5	196.01	159.76	108.42	71.18	45.68	28.84
10	232.10	189.18	128.39	84.29	54.10	34.15
20	266.74	217.40	147.54	96.87	62.17	39.25
50	311.54	253.92	172.33	113.14	72.61	45.84
100	345.11	281.28	190.90	125.33	80.43	50.78
200	378.58	308.56	209.41	137.48	88.23	55.71
500	422.71	344.53	233.82	153.51	98.52	62.20

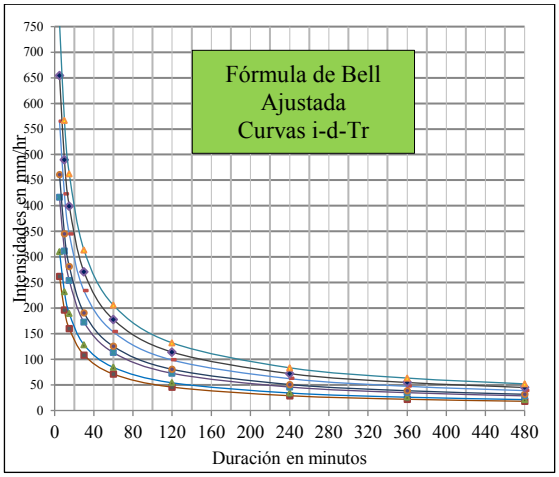


Figura 5.- Estación Tampico. Fórmula de Bell Ajustada. Curvas i-d-Tr.

DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

En este artículo se presenta el ajuste de la fórmula de Bell a las lluvias máximas regionales, tabla 1, para la Conurbación del Sur del Estado de Tamaulipas, México. El problema principal en la utilización de la fórmula como fue concebida por su autor, consiste en la obtención de las precipitaciones máximas para una hora de duración.

Para llevar a cabo el ajuste de la fórmula de Bell (1969), fue necesario ajustar una función de distribución a los datos de precipitaciones máximas diarias, tabla 2, Figura 4.

Para obtener las precipitaciones para una hora de duración, Domínguez y Franco (2002), propusieron utilizar un análisis regional para obtener precipitaciones asociadas a duraciones menores a 2 horas, un coeficiente K, Figura 3, tabla 3, que permite, a partir de precipitaciones máximas diarias, obtener las precipitaciones representativas para una hora de duración, tabla 4.

Por otro lado, al aplicar la fórmula de Bell (1969), tal y como fue concebida, conlleva a errores de apreciación y de valoración, debido a que no toma en cuenta las variaciones de los datos con relación al período de retorno, mismas que si pueden obtenerse al ajustar funciones de distribución a los registros de precipitaciones diarias máximas anuales.

Para ajustar la fórmula de Bell (2013) a las precipitaciones, se calculan los valores de la tabla 5 en donde se obtiene la precipitación máxima para 60 minutos para diferentes periodos de retorno, que en el caso de una zona urbana se considera de 10 años (CNA,1997).

Con los valores de la tabla 5, se determinan las intensidades de la tabla 6, para llevar a cabo la construcción de las curvas i-d-tr. Una vez construidas las curvas, Figura 5, puede utilizarse cualquier método de la relación lluvia-escurrimiento para determinar el gasto máximo de diseño en una cuenca urbana o el hidrograma correspondiente.

Es importante la presentación de este procedimiento para la obtención de las curvas intensidad-duración-periodo de retorno, a partir de datos de precipitaciones máximas diarias, debido a que en la actualidad en la República Mexicana prácticamente no se cuenta con registros de pluviógrafos para su elaboración. Este procedimiento permite de una manera sencilla, obtener mediante el ajuste de la fórmula de Bell a un registro de precipitaciones, las precipitaciones para una hora de duración para diferentes periodos de retorno y las intensidades para la elaboración de las curvas que podrán ser utilizadas en cualquier método para el diseño de drenaje pluvial urbano.

REFERENCIAS

Baeza, R. C. (2007). "Estimación regional de factores de convectividad para el Cálculo de relaciones intensidad-duración-frecuencia". *Tesis de Maestría*. Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, UNAM. Octubre 2007.

Del Ángel, M. y Domínguez, R. (2013)."Ecuaciones Universales ajustadas para el cálculo de lluvias máximas de corta duración". *GEOS, VOL. 33, No. 2. (2013), pp 1-18*.

Del Ángel, M. y Domínguez, R. (2016). "Ecuaciones Universales ajustadas para el cálculo de lluvias máximas de corta duración". *Memorias del XXVII Congreso Latinoamericano de Hidráulica*. Ciudad de Lima, Perú. Sept. 2016.

Bell, F. C. (1969). "Generalized rainfall duration- frecuency relationships". *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE. Vol. 95, 1969, pp. 311-327.

Centro Nacional de Prevención de Desastres (1997). "Programa AX.EXE para Hidrología". *Área de riesgos hidrometereológicos*. www.cenapred.unam.mx. México. 1997.

Domínguez, R. y Franco C. (2002). "Análisis regional para la obtención de precipitaciones de diseño asociadas a duraciones menores de 2 h". *Memorias del XX Congreso Latinoamericano de Hidráulica*. Ciudad de la Habana, Cuba, 2002, pp. 234-241.

Comisión Nacional del Agua (CNA), (1997). *"Manual de diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento: Alcantarillado Pluvial, Libro 12* ", México,1997.pp 188-191

IAHR AIIH
XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

ANÁLISIS DETALLADO DE METODOLOGÍAS PARA DEFINICIÓN DE ÍNDICES DE SEQUÍA: CASO CUENCA RÍO SUMAPAZ, COLOMBIA

***Laura P. Torres R.*[1] *y Mario A. Díaz-Granados O.*[2]**
Centro de Investigaciones en Ingeniería Ambiental (CIIA), Universidad de los Andes, Bogotá D.C., Colombia
[1]lp.torres1937@uniandes.edu.co, [2]mdiazgra@uniandes.edu.co

RESUMEN:

En este trabajo se presentan los resultados obtenidos al realizar diversos procedimientos tendientes a caracterizar detalladamente algunas metodologías de cálculo de índices de sequía (IS), en estaciones meteorológicas e hidrológicas de la cuenca del río Sumapaz. Los análisis realizados incluyeron la verificación de sensibilidad de los IS al cambio en la longitud de los registros de precipitación y temperatura, la identificación de tendencias temporales en series de magnitudes de IS, mediante pruebas estadísticas convencionales y modificadas, la comparación de metodologías de cálculo de IS, por medio de análisis de correlaciones cruzadas considerando rezagos y empleando ajustes a regresiones polinómicas de diferente orden, y la evaluación de correlaciones cruzadas entre series de IS y series de índices de fenómenos macro-climáticos. Los resultados permitieron concluir, en primer lugar, que las metodologías de cálculo de IS estudiadas resultaron ser relativamente robustas en sus salidas, independientemente de la extensión del registro utilizado. En segundo lugar, las tendencias temporales identificadas no pudieron ser extrapoladas a una escala regional; es decir, no pudo afirmarse que la variabilidad de los eventos secos en la región de estudio hubiera tendido a incrementarse en el tiempo. En tercer lugar, se encontraron relaciones directas y cuantificables (mediante la construcción de ecuaciones de regresión) entre diferentes metodologías de cálculo de IS. Por último, fue posible identificar una notoria relación entre la ocurrencia de eventos secos en la región de estudio y la presencia de fenómenos macro-climáticos; así como una fuerte influencia del ciclo hidrológico anual en el acaecimiento de los primeros.

ABSTRACT:

This paper presents the results obtained using several procedures to characterize various calculation procedures of Drought Indices (IS) applied to meteorological and hydrological stations of the Sumapaz River basin. The analyzes carried out included verification of the sensitivity of IS to changes in length of the rainfall and temperature datasets; identification of temporal trends in IS-magnitude series, through conventional and modified statistical tests; comparison of IS calculation methods, by means of cross correlations considering lags and using adjustments to polynomial regressions of different order, and evaluation of cross correlations between IS series and datasets of macro-climatic indices. The results show that the studied DI methodologies were stable on their outputs, independently of the extension of the employed records; that the temporal tendencies identified in the stations could not be extrapolated to regional scales, which means that it is not clear that the drought variability for the study region had increased on time; and that direct and measurable relationships (by means of regression equations) between different IS calculation methodologies exist. Finally, a notorious connection between dry spells and macro-climatic states were identified for the study region, as well as a strong incidence of the hydrological annual cycle.

PALABRAS CLAVES: sequía; índices de sequía; sensibilidad

INTRODUCCIÓN

Una sequía puede definirse como una deficiencia prolongada y anormal en la disponibilidad de agua para una determinada zona (Gumbel, 1963; Palmer, 1965; WMO, 1986; Torres, 2017). A nivel mundial, estos eventos se constituyen como una de las amenazas más graves y difíciles de predecir, medir y controlar, tanto en escalas locales como regionales. Los efectos asociados a estas ocurrencias tienden a ser de tipo socioeconómico relacionándose con pérdidas de cultivos y dificultades para suministrar agua para diversos usos.

La región de Latinoamérica y del Caribe es particularmente vulnerable a estas amenazas porque sus economías dependen de forma importante de la agricultura: aproximadamente el 10% del PIB de estos países se basa en este sector y cerca del 80% de la productividad agrícola regional se genera a partir de cultivos dependientes de lluvia (FAO, s.f.). Además, la generación energética de la región también puede ser afectada por estos eventos. Para el año 2010, de acuerdo con información registrada en el Sistema de Información Económica-Energética (SIEE) de la Organización Latinoamericana de Energía (OLADE), el 50% de la capacidad instalada de generación eléctrica para la región correspondía a plantas de tipo hidráulico, predominando en países como Brasil, Venezuela, Costa Rica, Paraguay, Colombia y Uruguay (con estos tres últimos encontrándose entre los cinco mayores exportadores netos de energía de la región) (Oxilia, 2012).

En Colombia las sequías, a diferencia de las inundaciones, han sido menos estudiadas, a pesar de los graves efectos que han generado. En 1992, un Niño severo llevó a la crisis energética más grave de la historia reciente del país, causando racionamientos en la mayor parte del territorio y el cambio de la zona horaria para minimizar la demanda energética (Oxford Business Group, 2016). Entre 1997 y 1998, los eventos secos produjeron daños totales por cerca de 575 millones de dólares (Comité Técnico Interagencial del Foro de Ministros de Medio Ambiente de América Latina y el Caribe, 2000). Entre 2015 y 2016 otro fuerte Niño provocó racionamientos en las ciudades de Medellín y Cali, la reducción a un tercio de su capacidad del embalse de alimentación para Hido-Sogamoso y el incremento en el precio spot de la energía de un promedio entre 30 y 50 dólares por MWh a más de 400 (Oxford Business Group, 2016).

Los índices de sequía (IS) se emplean para estudiar cuantitativamente la gravedad de los eventos utilizando información climática de fácil acceso (Vicente-Serrano et al., 2012). En los últimos años, se han desarrollado diversas metodologías para el cálculo de estos índices, con diferentes requerimientos de información de acuerdo con el tipo de sequía que busquen caracterizar (meteorológica, agrícola, hidrológica y/o socioeconómica). Varios de estos métodos han sido aplicados tanto en Colombia como en otros países de la región. Sin embargo, aún se encuentran falencias en análisis detallados del comportamiento de los índices, incluyendo sensibilidad a la longitud de los registros de entrada, consistencia en la identificación de eventos al comparar metodologías, planteamiento de relaciones numéricas unívocas entre diferentes índices y análisis de relaciones entre series de IS y series de índices de fenómenos macro-climáticos (suponiendo que estos últimos pueden resultar importantes dada la incidencia de eventos ENSO en la hidrología de Latinoamérica).

En este trabajo, se presentan los resultados de los análisis llevados a cabo para series de IS obtenidas para estaciones de la cuenca del río Sumapaz, en Colombia. Se realizaron pruebas para verificar la sensibilidad de diferentes metodologías al cambio en la longitud del registro empleado; pruebas estadísticas para identificar tendencias temporales en series de magnitudes; comparaciones entre metodologías de cálculo de índices utilizando correlaciones cruzadas y ajuste de regresiones de diferente tipo, y evaluaciones de correlaciones cruzadas entre series de IS y series de índices de fenómenos macro-climáticos.

MATERIALES Y MÉTODOS

Caso de estudio: Cuenca río Sumapaz

La cuenca del río Sumapaz se encuentra en la parte central de Colombia (Figura 1a) y hace parte de la zona hidrográfica del alto Magdalena, con un área de aproximadamente 3,085 km^2. El río nace a una altitud de 4,050 msnm y desemboca en el Magdalena a 200 msnm. El área tributaria es compartida por los departamentos de Cundinamarca y Tolima (con el cauce del río sirviendo de frontera natural entre los dos departamentos) con territorios de 17 municipios.

Razones para seleccionar esta cuenca como caso de estudio incluyen el hecho de que junto con la cuenca del río Bogotá, contiene el 42% de las cabeceras municipales de la zona hidrográfica antes mencionada, y por ende es altamente vulnerable a potenciales afectaciones a la cantidad y calidad del agua, que el río Sumapaz y sus afluentes suplen de agua potable a 6 municipios con una población agregada de aproximadamente 88,000 personas (IDEAM, 2010), y que históricamente se han presentado eventos de déficit de agua para diferentes usos.

El análisis preliminar de la información meteorológica e hidrológica disponible indica que los regímenes de precipitación y caudales en el área de estudio presentan un comportamiento bimodal, con picos en los periodos Abril-Mayo y Octubre-Noviembre, con precipitación media multianual entre 1,520 y 2,200 mm para la zona occidental de la cuenca y entre 800 y 1,520 mm en el oriente de la misma. La temperatura media anual varía fundamentalmente según la altitud, presentándose los mayores valores hacia el occidente en las cercanías de la desembocadura del río Sumapaz (26°C); en la zona central es de 23.7°C, mientras que hacia el norte y sur de la cuenca es de 20.5° y 16.5°C, respectivamente.

Para el desarrollo de los análisis de este trabajo se utilizaron series mensuales de temperatura, precipitación y caudal de estaciones disponibles en el área de estudio. De esta forma, se recolectaron series de 4 estaciones climatológicas, 15 estaciones pluviométricas y 5 estaciones hidrométricas localizadas dentro del área de interés (Figura 1b). La longitud de los registros históricos es variable y en general distinta para cada estación analizada; sin embargo, el periodo común seleccionado (1981 a 2015) fue lo suficientemente extenso para permitir la realización de los procedimientos planteados. Debe mencionarse que las series de tiempo de parámetros climáticos e hidrológicos fueron completadas utilizando procedimientos dependientes del tipo de dato y del número de meses consecutivos con información faltante. Posteriormente, se analizó la consistencia de las series completadas a través de análisis de curvas de doble masa y cuando se identificaron inconsistencias se aplicaron las correcciones necesarias.

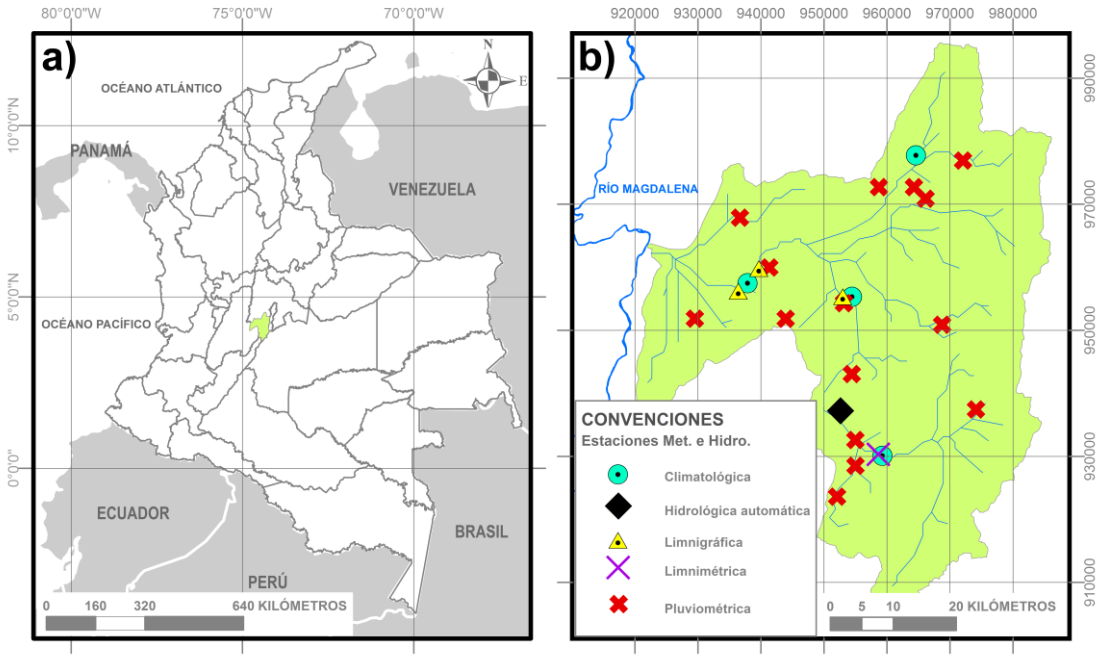


Figura 1.- Cuenca Sumapaz a) Ubicación dentro de Colombia b) Red de drenaje y estaciones disponibles.

Tipos de sequía e índices considerados

Típicamente, y debido a la carencia de una definición técnica única, las sequías suelen ser descritas en términos de su influencia en diferentes parámetros hidrológicos y socioeconómicos. La clasificación más usual define los siguientes cuatro (4) tipos de sequía (Mishra & Singh, 2010):

i. ***Sequía meteorológica:*** Se relaciona con reducciones significativas de las precipitaciones, respecto a valores normales, para una región durante un periodo específico de tiempo.
ii. ***Sequía agrícola:*** Se define como un lapso de tiempo para el cual se presenta una disminución en la humedad del suelo, lo que lleva a la afectación de cultivos. En general, puede considerarse que este tipo de sequía no está siempre relacionada con descensos en la disponibilidad hídrica superficial, pero sí con indicadores de condición de la vegetación.
iii. ***Sequía hidrológica:*** Puede ser relacionada con periodos de tiempo en los que el recurso hídrico, tanto superficial como sub superficial, resulta insuficiente para suplir los usos requeridos por un determinado sistema natural o artificial.
iv. ***Sequía socioeconómica:*** Se presenta cuando los sistemas de manejo de recursos hídricos son incapaces de alcanzar las demandas que sobre ellos se ejercen, afectando con ello a diversos sectores de la sociedad. En estas ocurrencias, el agua se considera un bien económico y la sequía un fenómeno hidroclimático que impacta negativamente su suministro.

Las metodologías de cálculo de IS utilizadas en el desarrollo de este trabajo fueron: Porcentaje de Normalidad (PN), Índice Estandarizado de Precipitación para escalas temporales de 1, 3, 6 y 9 meses (SPI1, SPI3, SPI6 y SPI9), Índice de Deciles (DI), Índice de Anomalía de Humedad de Palmer (Z), Índice de Severidad de Sequía de Palmer (PDSI), Índice de Sequía Hidrológica de Palmer (PHDI), Índice de Reconocimiento de Sequía (RDI) e Índice de Sequía de Caudales (SDI). Cada metodología de cálculo está indicada para un tipo de sequía particular, de acuerdo con la clasificación antes mencionada. En la Tabla 1 se presentan los procedimientos de cálculo de IS utilizados, asociados a cada uno de los tres primeros tipos de sequía analizados en este trabajo.

Tabla 1.- Metodologías de cálculo de IS utilizadas para clasificar cada tipo de sequía.

	Índices de sequía
Sequía meteorológica	PN, SPI1, SPI3, DI, Z
Sequía agrícola	SPI6, PDSI, RDI
Sequía hidrológica	SPI9, PHDI, SDI

A continuación, se presenta una breve descripción de los procedimientos de cálculo de cada uno de los IS seleccionados.

Porcentaje de normalidad (PN)

Es una de las medidas más simples de precipitación para un sitio determinado. Su cálculo se realiza dividiendo la precipitación en un determinado período de tiempo, por la precipitación normal. Este índice se puede calcular para un rango amplio de escalas de tiempo, usualmente de uno a varios meses, representando una determinada temporada (National Drought Mitigation Center, s.f.). Para su cálculo se requiere únicamente información de precipitación.

Índice estandarizado de precipitación (SPI)

Probablemente ésta sea la metodología más utilizada en el mundo para el monitoreo de periodos secos, en especial en escalas nacionales. Desde 2009, la Organización Meteorológica Mundial (WMO) recomienda este índice a los países que requieran hacer seguimiento del avance de las sequías en sus territorios (WMO, 2009). Su principal ventaja es que puede ser calculado para diversas escalas temporales y espaciales, permitiendo la caracterización de varios tipos de sequías, empleando únicamente series históricas de precipitación.

Su estimación se basa en el análisis de series de precipitación en períodos relativamente largos. Éstas se ajustan a una distribución adecuada de probabilidad, la cual posteriormente se transforma a una distribución Normal con media cero. De esta forma, valores positivos se relacionan con lluvias mayores a la mediana y valores negativos con lluvias menores a la misma (Hurtado Moreno & Cadena, 2002).

Índice de deciles (DI)

Método desarrollado por Gibbs & Maher en 1967, en el que a la serie de precipitación se determinan sus correspondientes deciles, los cuales permiten establecer para un valor específico el grado de intensidad de sequía. Al igual que en los índices previos, la información requerida es una serie de precipitación.

Índice de anomalía de humedad de Palmer (Z)

Este índice es un producto intermedio dentro del cálculo del índice de Severidad de Sequía de Palmer (PDSI). Su valor es un indicador de la desviación que la disponibilidad hídrica en el suelo presenta respecto a condiciones normales. Aunque suele tener un comportamiento cercano a los demás índices de Palmer (PDSI y PHDI), éste tiene la peculiaridad de que reacciona casi de forma inmediata a cambios en la precipitación (Loukas et al., 2002), pudiendo presentar oscilaciones bruscas en su comportamiento. Al igual que para todos los índices de Palmer, su cálculo Z requiere series de precipitación y temperatura, así como parámetros descriptores de las características del suelo en el sitio de interés.

Índice de severidad de sequía de Palmer (PDSI)

Su cálculo se realiza utilizando una expresión empírica derivada por Palmer (1965) después del planteamiento de un balance hídrico serial para las regiones agrícolas de Kansas y Iowa, en Estados Unidos. El balance considera el agua de entrada, representada por la precipitación, el agua almacenada en función de las características particulares del suelo, y el agua de salida, en función de la temperatura (Dai, 2011). Este índice requiere información de lluvia, temperatura y parámetros del suelo.

Índice de reconocimiento de sequía (RDI)

Se basa en un balance hídrico simplificado en el que la precipitación (obtenida de registros en estaciones) es la única entrada y la evapotranspiración potencial (calculada a partir de registros de temperatura, empleando métodos convencionales como Penman o Thornthwaite) la única salida. El índice se relaciona con el cociente entre los valores acumulados de la entrada y la salida. Utilizando un procedimiento análogo al del SPI, el RDI estandarizado se calcula normalizando la serie de cocientes, después de que ésta ha sido ajustada a una distribución Gamma o Log-normal (Tsakiris et al., 2006). Dada la estructura del procedimiento de cálculo, el índice precisa contar con información de precipitación y de temperatura, esta última usada para estimar el valor de evapotranspiración potencial con métodos usuales.

Índice de sequía hidrológica de Palmer (PHDI)

Este índice se fundamenta en el cálculo del PDSI, incluyendo algunas modificaciones a éste para considerar los efectos a largo plazo de las sequías hidrológicas (disminuciones en los volúmenes de almacenamiento de reservorios, en caudales o en niveles de agua subterránea). Requiere series de precipitación y temperatura y parámetros del suelo.

Índice de sequía de caudales (SDI)

Índice desarrollado por Nalbantis & Tsakiris (2009) utilizando, al igual que en el caso del RDI, la metodología y cálculos del SPI. Se usan registros mensuales de caudales, ajustando distribuciones que se transforman a normales de media cero.

Metodología

Los tipos de análisis desarrollados fueron los siguientes:

1) Verificación de la sensibilidad de las metodologías de cálculo de IS al cambio en la longitud de los registros utilizados.
2) Identificación de tendencias temporales en series de magnitudes de IS, mediante pruebas estadísticas.
3) Comparación de metodologías de cálculo de IS.
4) Evaluación de correlaciones cruzadas entre series de IS y series de índices de fenómenos macro-climáticos.

A continuación se presenta una breve descripción de los métodos empleados en cada una de los análisis mencionados. Previamente al desarrollo de estos procedimientos, fue necesario construir las series de índices de sequía utilizando los procedimientos antes descritos.

1) Cambio en longitud del registro

De acuerdo con la WMO, el análisis de series climáticas debería realizarse para lapsos de 30 años. Dicho periodo es recomendado debido a que se considera que es lo suficientemente largo como para filtrar cualquier variación inter anual o anomalía pero, al mismo tiempo, lo suficientemente corto para permitir identificar tendencias en el largo plazo (WMO, s.f.).

Así, para la cuenca de estudio se decidió comprobar la incidencia de utilizar el periodo recomendado por la WMO o la totalidad del registro disponible en los diferentes índices calculados, con los propósitos de: *i)* establecer la sensibilidad de las metodologías estudiadas a la inclusión de información reciente y *ii)* determinar con qué series de IS realizar análisis posteriores. El primero se relaciona con la robustez de las diferentes metodologías frente a la inclusión de información nueva y, por ende, su factibilidad de aplicación operativa (en usos operativos, resulta deseable que el indicador o herramienta de calificación seleccionada permita la incorporación de información reciente, sin que esto genere afectaciones significativas en los resultados obtenidos).

Las estaciones con más de 30 años de periodo de registro se muestran en la Tabla 2, junto con los periodos estándar de 30 años analizados. Debido a la similitud en los métodos de cálculo de SPI, RDI y SDI, únicamente se realizó en análisis para SPI y los tres índices de Palmer (Z, PDSI y PHDI). La comparación se llevó a cabo utilizando diagramas de dispersión y ajustes de tendencias lineales a los mismos. De esta forma, se evaluaron los valores de coeficientes de determinación obtenidos, así como las pendientes e interceptos de las ecuaciones de ajuste.

Tabla 2.- Estaciones y periodos estándar para comparación de cambio de longitud del registro.

Estación	Períodos estándar analizados		
	1960-1990	*1970-2000*	*1980-2010*
Cabrera (Pluviométrica)	X	X	X
Carmen de Apicalá (Pluviométrica)			X
Pandi (Climatológica)		X	X
El Salero (Pluviométrica)			X
Ospina Pérez (Pluviométrica)			X

2) Tendencias temporales en series de magnitudes

El objetivo de este procedimiento fue establecer la presencia de alguna tendencia temporal en la ocurrencia de eventos de sequía en la zona de estudio. De identificar algún comportamiento particular, éste podría relacionarse con la influencia de la variabilidad climática en la magnitud de las sequías para la cuenca del Sumapaz. Es necesario aclarar que los métodos descritos a continuación, fueron aplicados únicamente a las estaciones climatológicas disponibles, debido a que en estas estaciones se contaba con un número

mayor de series de índices estimadas (pues para el cómputo de algunos de los IS analizados se requiere información de temperatura, varios de éstos solo pudieron ser estimados en estaciones climatológicas). Adicionalmente, se consideró que las estaciones climatológicas disponibles se encontraban lo suficientemente bien distribuidas en el espacio como para representar correctamente el comportamiento regional de las sequías a lo largo del tiempo.

En términos generales, dada una serie de IS a escala mensual, es posible construir una serie de magnitudes asociada a una determinada ventana temporal (9 meses, 1 año, 5 años, etc.). Dicha serie se construye como la diferencia entre los valores máximo y mínimo del índice, reportado para el periodo analizado. De esta forma, al estudiar tendencias temporales en las series de magnitudes, se está evaluando la variabilidad de eventos de sequía en esa escala de tiempo para la estación de interés. Así, la identificación de este tipo de tendencias al realizar el procedimiento para cada uno de los índices IS, conduce a un mayor nivel de certeza sobre la existencia de las mismas (debido a la consistencia).

Dado lo anterior, y tomando como base la metodología descrita y empleada por Rayne & Forest (2016), en primer lugar se construyeron las series de índices en las estaciones seleccionadas. Las escalas temporales utilizadas fueron 9 y 12 meses. A continuación, se realizaron pruebas convencionales de tendencia (Mann-Kendall, Rho de Spearman y regresión lineal) utilizando la herramienta computacional TREND (CRC for Catchment Hydrology, 2012). Dado que algunas de las series analizadas mostraron autocorrelación temporal (anulando la validez de las pruebas convencionales), para éstas se llevó a cabo un análisis de Descomposición Modal Intrínseca (DMI), y a la última de las Funciones Modales Intrínsecas (IMF) obtenidas, se le aplicó la prueba de Mann-Kendall modificada. Por esta razón, se requirió del empleo de las herramientas CEEMDAN y Mann-Kendall Toolbox (Torres et al., 2011; Fachiti, 2009).

3) Comparación de metodologías de cálculo de IS

Se evaluaron correlaciones cruzadas entre series de IS considerando rezagos (en el rango de -27 a 27 meses). En el caso de las estaciones hidrométricas, en las cuales únicamente se estimó SDI, la comparación se realizó respecto a series de índices calculadas para estaciones de medición de lluvias cercanas, pertenecientes a la subcuenca tributaria correspondiente. Adicionalmente, las series fueron relacionadas entre sí utilizando regresiones de diferente tipo buscando establecer relaciones unívocas.

4) Correlaciones series de IS y series de índices de fenómenos macro-climáticos

Las series de índices de sequía fueron comparadas con series de Oscilación del Atlántico Norte (NAO), Índice de Oscilación del Sur (SOI) y Temperatura Superficial del Mar (anomalía SST 3.4). El procedimiento, en el que se consideraron rezagos entre series en el rango de -27 a +27 meses, fue realizado evaluando coeficientes de correlación lineal de Pearson. Dada la alta influencia de los fenómenos macro-climáticos en la hidrología colombiana, el propósito de este procedimiento era confirmar la existencia de dicha relación, así como analizar la potencial utilidad de series de índices de estos fenómenos, en enfoques predictivos para eventos de sequía.

RESULTADOS

1. Cambio en longitud del registro

Parte de los resultados obtenidos en los análisis llevados a cabo para evaluar la incidencia de la longitud del registro en las diferentes metodologías de cálculo de IS se presentan en la Figura 2, donde se grafica el respectivo índice calculado con la totalidad del registro con aquel obtenido del periodo de 30 años estándar. En general, el comportamiento observado en esta figura se mantuvo para todas las estaciones analizadas, por lo que únicamente se presentan los resultados obtenidos en

la comparación del periodo 1960-1990 para la estación Cabrera (cuatro agregaciones temporales de SPI) y del periodo 1970-2000 para la estación Pandi (índices de Palmer).

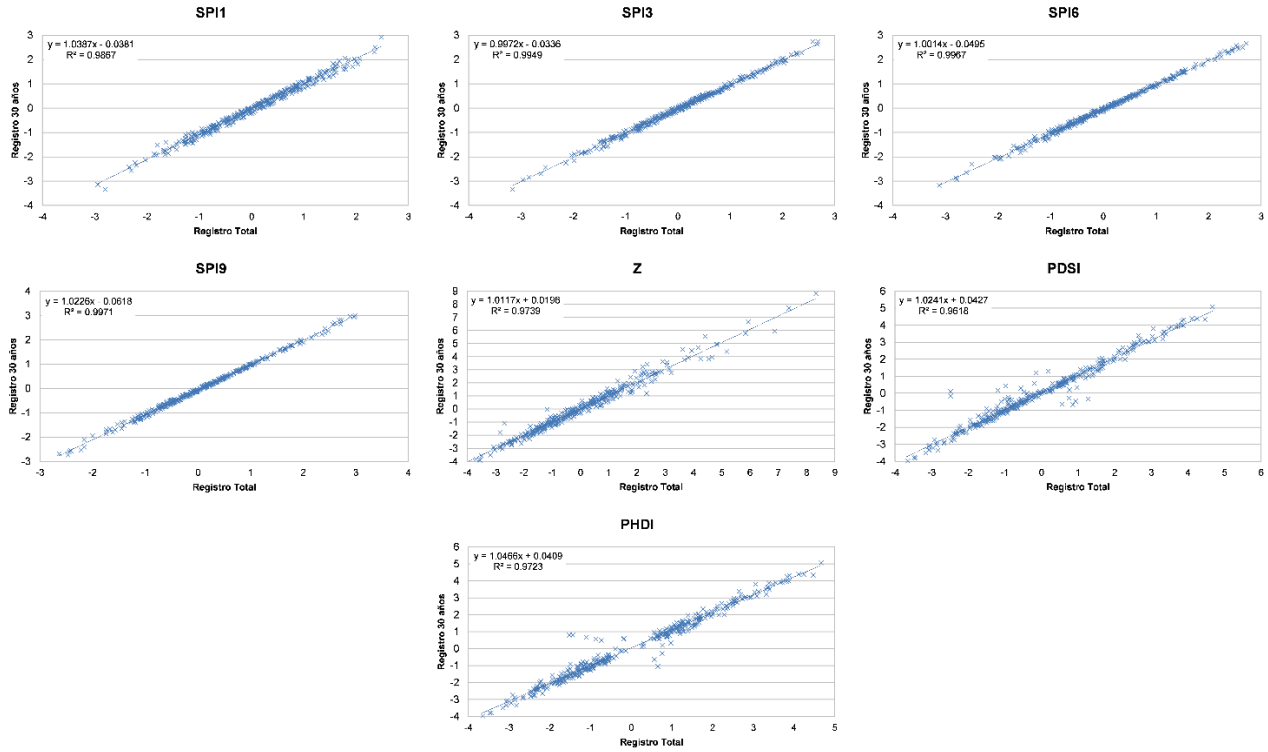


Figura 2.- Sensibilidad longitud registro. Estaciones Cabrera (SPI) y Pandi (Palmer) para los periodos 1960-1990 y 1970-2000, respectivamente.

Se encontró que la relación entre las series obtenidas utilizando el registro completo y periodos de 30 años fue relativamente lineal para todos los casos analizados. De igual manera, se pudo observar que todas las series de SPI presentaron menos variabilidad que las obtenidas en el caso de los índices de Palmer (Z, PDSI y PHDI). Lo anterior, probablemente relacionado con la influencia del almacenamiento en el suelo en el caso de los índices de Palmer. Sin embargo, en todas las comparaciones, los coeficientes de determinación obtenidos estuvieron por encima de 0.96, con pendientes cercanas a 1.0 e interceptos aproximadamente de 0.0. Dado lo anterior, se concluyó que las metodologías de cálculo de IS evaluadas son relativamente robustas a cambios en la extensión del registro empleado y, por esta razón, su utilización en aplicaciones operativas resultaría adecuada. Igualmente, debido a lo anterior, todos los resultados subsiguientes fueron obtenidos empleando los registros completos disponibles de las estaciones.

2. Tendencias temporales en series de magnitudes

Los resultados obtenidos en las pruebas convencionales de tendencia, aplicadas a series de magnitudes para las cuatro estaciones con todas las metodologías de IS estudiadas, se presentan en la Tabla 3. Adicionalmente, para aquellas series que mostraron auto-correlación, los resultados de la prueba de Mann-Kendall modificada se presentan en la Tabla 4. En dichos resultados, la letra S implica rechazo de la hipótesis nula en la prueba realizada y el color de la celda muestra mayor o menor significancia de la misma (el color rojo implica significancia del 1%, naranja del 5% y amarillo del 10%). El signo que acompaña al resultado de las pruebas significativas de Mann-Kendall, Rho de Spearman y regresión lineal, indica si la tendencia identificada fue positiva (aumento de magnitudes en el tiempo) o negativa.

Se estableció que DI fue el procedimiento que mostró presencia de tendencias en la mayor parte de estaciones (para 5 de los 8 casos evaluados). Por otro lado, PDSI, PN y Z no evidenciaron tendencias en ninguno de los casos y SPI1, PHDI y RDI en algunos de éstos. En cuanto a la distribución espacial de los resultados, pudo concluirse que en términos regionales no fue evidente la existencia de ninguna tendencia; es decir, que no se apreció un incremento en las magnitudes de

eventos secos para la totalidad del área de estudio, pues las diferentes metodologías de cálculo de IS no mostraron consistencia haciendo imposible la validación puntual y por ende, también la regional.

Tabla 3.- Resultados pruebas convencionales de tendencia y auto-correlación para series de magnitudes.

		9 meses							12 meses						
	Prueba	**DI**	**PDSI**	**PHDI**	**PN**	**RDI**	**SPI1**	**Z**	**DI**	**PDSI**	**PHDI**	**PN**	**RDI**	**SPI1**	**Z**
Base aérea Melgar	*Mann-Kendall*	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS
	Rho Spearman	S (+)	NS	NS	NS	NS	NS	NS	S (+)	NS	NS	NS	NS	NS	NS
	Regresión lineal	S (+)	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS
	Autocorrelación	NS	NS	NS	NS	S	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS
Pandi	*Mann-Kendall*	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS
	Rho Spearman	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS
	Regresión lineal	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS
	Autocorrelación	NS	NS	S	NS	S	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS
Peñas blancas	*Mann-Kendall*	S (+)	NS	NS	NS	NS	NS	NS	S (+)	NS	NS	NS	NS	NS	NS
	Rho Spearman	S (+)	NS	NS	NS	NS	NS	NS	S (+)	NS	NS	NS	NS	NS	NS
	Regresión lineal	S (+)	NS	NS	NS	NS	NS	NS	S (+)	NS	NS	NS	NS	NS	NS
	Autocorrelación	NS	NS	NS	NS	S	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS
ITA Valsalice	*Mann-Kendall*	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	S (-)	NS
	Rho Spearman	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	S (-)	NS
	Regresión lineal	NS	NS	NS	NS	NS	S (-)	NS	NS	NS	NS	NS	NS	S (-)	NS
	Autocorrelación	S	NS	NS	NS	S	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	S

Tabla 4.- Resultados prueba de Mann-Kendall modificada para series temporalmente auto-correlacionadas.

Índice	**Estación**	**Escala temporal**	**Mann-Kendall modificado**
RDI	*Base aérea Melgar*	9 meses	NS
PHDI	*Pandi*	9 meses	S(+)
RDI	*Pandi*	9 meses	S(-)
RDI	*Peñas blancas*	9 meses	S(-)
DI	*ITA Valsalice*	9 meses	S(+)
RDI	*ITA Valsalice*	9 meses	S(+)
Z	*ITA Valsalice*	12 meses	NS

3. Comparación de metodologías de cálculo de IS

Respecto a los análisis de correlación cruzada llevados a cabo entre metodologías de IS, parte de resultados obtenidos pueden consultarse en la Figura 3. Dichos resultados corresponden a lo obtenido para la estación Pandi que según lo observado, puede considerarse representativa del comportamiento de las relaciones en gran parte del área de estudio. En general, se identificó que las mejores correlaciones entre series fueron mayores a 0 (relación directa) y se relacionaron con rezagos positivos. Igualmente, se hallaron correlaciones altas al comparar series de SPI con PN, PDSI con RDI y SPI9 con PHDI. Los coeficientes tendieron a reducirse al realizar comparaciones de cualquier metodología con DI. Finalmente, este procedimiento permitió establecer que 9 meses es la escala de agregación óptima para el cálculo de SDI. Lo anterior debido a que así se maximiza la correlación lineal con el índice de sequía hidrológica más comúnmente utilizado (SPI9).

Por otro lado, como se mencionó anteriormente, también se llevaron a cabo análisis de regresión entre series de IS. Parte de los resultados obtenidos, nuevamente para la estación Pandi, se presentan en la Figura 4. Esto permitió identificar que típicamente las series de IS presentan relaciones claras entre sí. Sin embargo, y confirmando resultados previos, la variabilidad tendió a incrementarse al utilizar DI. Respecto al ajuste logrado para las regresiones planteadas, se obtuvieron resultados satisfactorios al relacionar PN con SPI1, PN con Z, SPI1 con Z y SPI6 con RDI. En los demás casos comparados, aunque las relaciones mostraron ser directas, la dispersión no permitió el planteamiento de ecuaciones adecuadas.

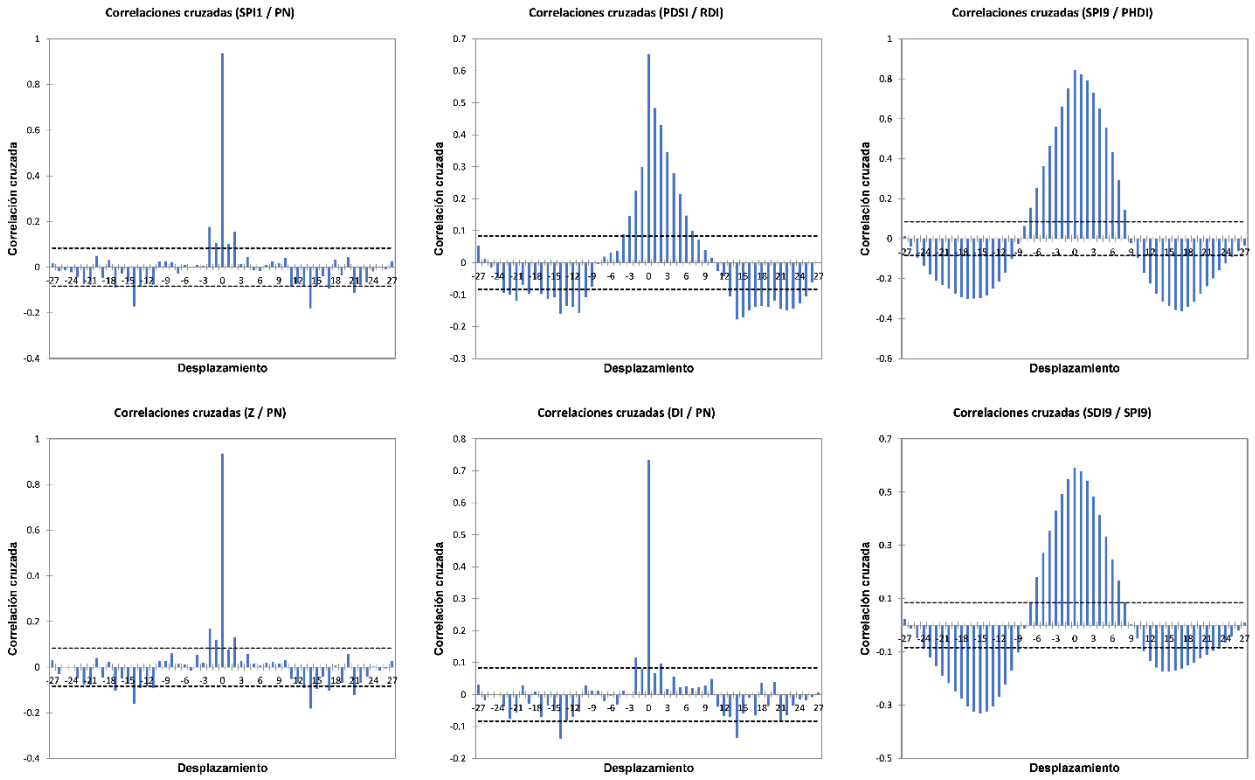


Figura 3.- Análisis de correlación cruzada entre metodologías de cálculo de IS, estación Pandi.

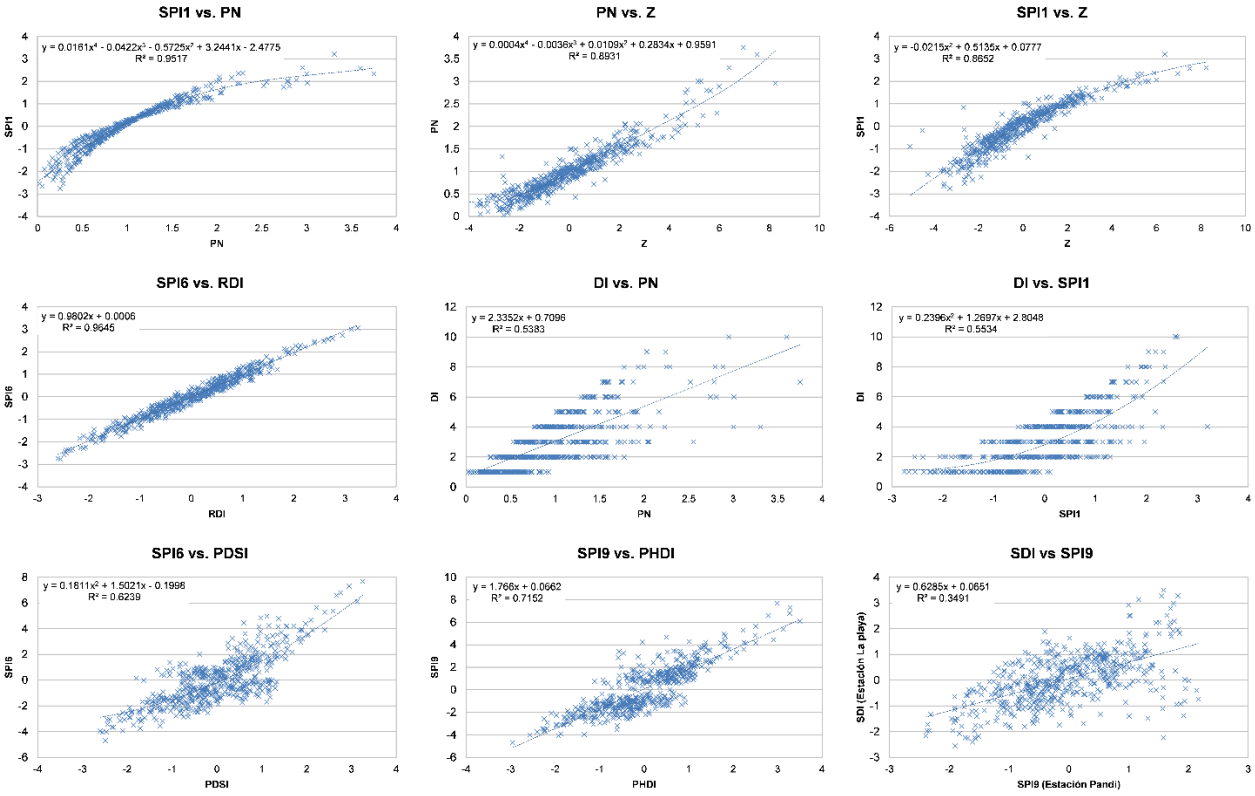


Figura 4.- Análisis de regresión entre metodologías de cálculo de IS, estación Pandi.

4. Correlaciones series de IS y series de índices de fenómenos macro-climáticos

El análisis de correlaciones cruzadas entre series de IS y de índices macro-climáticos permitió concluir que en la cuenca del río Sumapaz la incidencia del ENSO en la ocurrencia de eventos de sequía es evidente. Todas las series de índices de sequía comparadas con índices de fenómenos macro-climáticos, mostraron correlaciones estadísticamente significativas siendo éstas mejores en el caso del SOI y SST que en el del NAO, tal como puede notarse en la Figura 5 (donde

se muestran algunos de los resultados obtenidos también para la estación Pandi). Sin embargo, la magnitud de los coeficientes de correlación no fue lo suficientemente alta como permitir considerar el empleo de un enfoque predictivo, basado en índices de fenómenos macro-climáticos. Igualmente, el comportamiento observado en los correlogramas reveló relativa simetría, indicando que el ciclo hidrológico anual determina las temporadas secas y húmedas en el país (especialmente debido al movimiento de la Zona de Confluencia Intertropical ZCI) pero también, que se relaciona fuertemente con la ocurrencia de Niño y Niña. Finalmente, se concluyó que los fenómenos macro-climáticos se relacionan con la ocurrencia de eventos fuertes y de duraciones considerables en la zona de estudio, dado que los coeficientes de correlación obtenidos al comparar respecto a metodologías indicadas para sequías hidrológicas mostraron ser más altos.

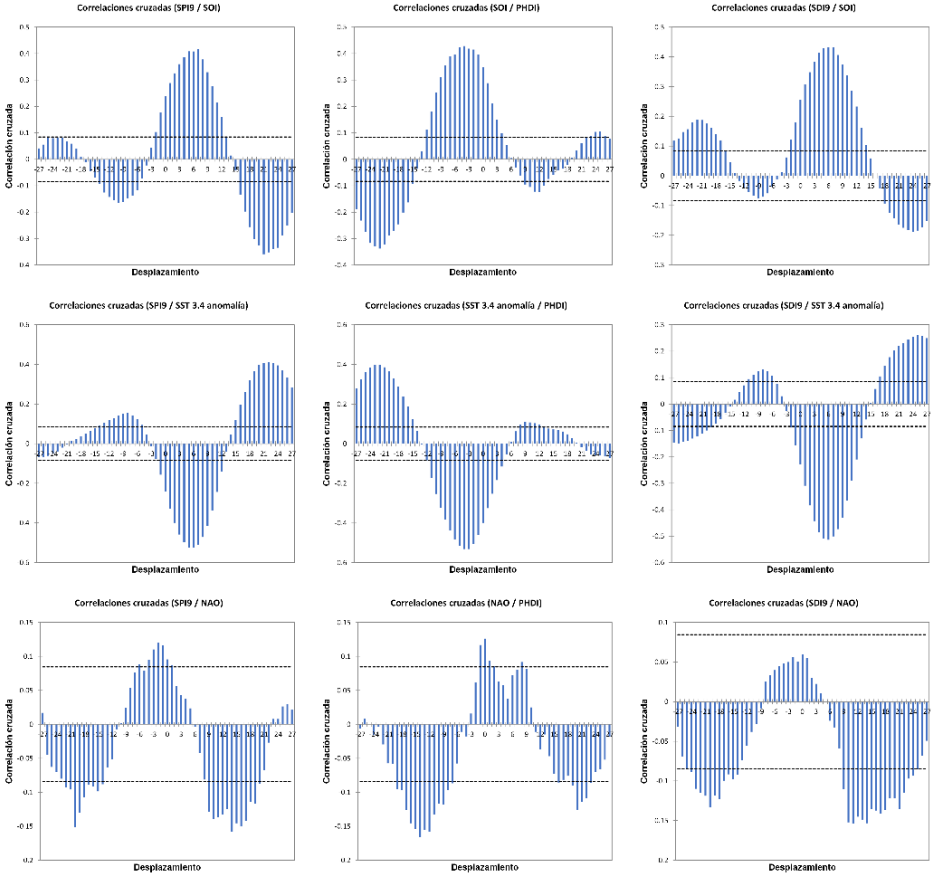


Figura 5.- Análisis de correlación cruzada respecto a índices de fenómenos macro-climáticos, Pandi.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Los resultados presentados permitieron concluir, en primer lugar, que las metodologías de cálculo de IS estudiadas resultaron ser relativamente robustas, independientemente de la extensión del registro de precipitación y/o temperatura utilizado como entrada; lo anterior, considerando el hecho de que registros mayores a 30 años pueden considerarse suficientemente extensos para filtrar inestabilidades transitorias en el registro. Esto resulta de gran importancia en la construcción de las series de parámetros de entrada cuando el uso pretendido para los IS es operativo y de monitoreo. En segundo lugar, puede afirmarse que las tendencias temporales identificadas para las series de magnitudes no pudieron ser extrapoladas regionalmente; es decir, no fue posible afirmar que la variabilidad de los eventos secos en la región de estudio haya tendido a aumentar en el tiempo. Lo anterior se relacionó de forma importante con la falta de consistencia entre metodologías de IS en las tendencias encontradas. En tercer lugar, se establecieron relaciones directas y cuantificables (mediante la construcción de ecuaciones de regresión) entre diferentes metodologías de cálculo de IS, con éxitos significativos en el caso de las relaciones entre PN y SPI1, PN y Z, SPI1 y Z y SPI6 y RDI. En general, se encontraron relaciones satisfactorias entre todas las agregaciones temporales del SPI y otras metodologías de cálculo más complejas (como los índices de Palmer) utilizadas para

la identificación del mismo tipo de sequía; por esta razón, puede afirmarse la conveniencia en el empleo de esta metodología que, con requerimientos menores de información y un procedimiento de cálculo relativamente simple, permite la generación de resultados consistentes con otros métodos. Contrariamente, no se aconseja el uso de DI debido que introduce una gran variabilidad en los resultados al asignar la misma clasificación a un rango amplio de precipitaciones. Por último, se identificó una notoria relación entre la ocurrencia de eventos secos en la región de estudio y la presencia de fenómenos macro-climáticos, así como una fuerte influencia del ciclo hidrológico anual (asociado con el desplazamiento de la ZCI) en el acaecimiento de los primeros.

REFERENCIAS

Comité Técnico Interagencial del Foro de Ministros de Medio Ambiente de América Latina y el Caribe. (2000). *Panorama del impacto ambiental de los recientes desastres naturales en América Latina y el Caribe.* CEPAL - PNUMA. Recuperado el 05 de Febrero de 2018, de http://www.pnuma.org/forodeministros/12-barbados/bbdt02e-PanoramaImpactoAmbiental.pdf

CRC for Catchment Hydrology. (2012). *TREND: Trend / change detection software.* Melbourne: CRC for Catchment Hydrology.

Dai, A. (2011). Characteristics and trends in various forms of the Palmer Drought Severity Index during 1900–2008. *J. of Geophys. Res. Atmospheres, 116*(D12115). doi:10.1029/2010JD015541

FAO. (s.f.). *AQUASTAT*. Recuperado el 14 de Noviembre de 2017, de http://www.fao.org/nr/water/aquastat/data/query/index.html?lang=en

Fachiti, S. (2009). *Mann-Kendall ToolBox.*

Gibbs, W., & Maher, J. (1967). *Rainfall deciles as drought indicators.* Melbourne: Bureau of Meteorology.

Gumbel, E. (1963). Statistical forecast of droughts. *International Association of Scientific Hydrology. Bulletin, 8*(1), 5-23. doi:10.1080/02626666309493293

IDEAM. (2010). *Estudio Nacional del Agua 2010.* Bogotá D.C: Instituto de Hidorlogía, Meteorología y Estudios Ambientales.

Loukas, A., Vasiliades, L., & Dalezios, N. (2002). Hydroclimatic Variability of Regional Droughts in Greece Using the Palmer Moisture Anomaly Index. *Hydrol. Res., 33*(5), 425-442.

Mishra, A., & Singh, V. (2010). A review of drought concepts. *J. of Hydrol., 391*, 202-216.

Nalbantis, I., & Tsakiris, G. (2009). Assessment of Hydrological Drought Revisited. *Water Resour. Manag., 23*, 881-897. doi:10.1007/s11269-008-9305-1

Oxford Business Group. (2016). Energy & Utilities Overview. *The Report: Colombia 2016*, 74-75.

Oxilia, V. (2012). *Matriz Energética en América Latina y el Caribe, Situación Actual y Perspectivas de las Energías Renovables.* La Habana: OLADE. Recuperado el 07 de Febrero de 2018, de http://www.olade.org/sites/default/files/presentaciones-sej/8_Presentaci%C3%B3n%20OLADE%20UPADI%20201.pdf

Palmer, W. (1965). *Meteorological Drought.* Washington: U.S. Weather Bureau.

Rayne, S., & Forest, K. (2016). Evidence for increasingly variable Palmer Drought Severity Index in the United States since 1895. *Science of the Total Environment, 544*, 792-796.

Torres, L., & Díaz-Granados, M. (2015). *Análisis detallado de conceptualización de sequías y metodologías para definición de índices de escasez: Caso Cuenca Río Sumapaz (Proyecto de grado no publicado).* Bogotá: Universidad de los Andes.

Torres, L., & Díaz-Granados, M. (2017). *Análisis detallado de metodologías para definición de índices de sequía y planteamiento de procedimientos para la calibración de escalas de gravedad de las mismas: estudio en 2 cuencas de Colombia (Tesis de maestría no publicada).* Bogotá: Universidad de los Andes.

Torres, M. et. al. (2011). A complete Ensemble Empirical Mode decomposition with adaptive noise. *IEEE Int. Conf. on Acoust., Speech and Signal Proc. ICASSP-11*, (págs. 4144-4147). Praga.

Vicente-Serrano, et. al. (2012). Análisis comparativo de diferentes índices de sequía para aplicaciones ecológicas, agrícolas e hidrológicas. *Cambio climático: Extremos e impactos - 8º Congreso Internacional de la Asociación Española de Climatología (AEC)* (pp. 679-690). Salamanca: AEC.

World Meteorological Organization. (1986). *Report on Drought and Countries Affected by Drought During 1974–1985.* Ginebra: WMO.

World Meteorological Organization. (2009). *Guide to Hydrological Practices* (6 ed., Vol. 2). Geneva: WMO.

World Meteorological Organization. (s.f.). *Climate Data and Data Related Products*. Obtenido de http://www.wmo.int/pages/themes/climate/climate_data_and_products.php

IAHR AIIH
XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

PROCEDIMIENTOS PARA EL ESTABLECIMIENTO DE LA GRAVEDAD DE EVENTOS REGIONALES DE SEQUÍA – CUENCAS SUMAPAZ Y LEBRIJA, COLOMBIA

***Laura P. Torres R.*[1] *y Mario A. Díaz-Granados O.*[2]**
Centro de Investigaciones en Ingeniería Ambiental (CIIA), Universidad de los Andes, Bogotá D.C., Colombia
[1]lp.torres1937@uniandes.edu.co, [2]mdiazgra@uniandes.edu.co

RESUMEN:

En este trabajo se presentan los resultados obtenidos al aplicar diversos procedimientos tendientes a establecer la gravedad de eventos regionales de sequía en las cuencas de los ríos Sumapaz y Lebrija, en Colombia. Los procedimientos utilizados incluyeron la construcción de curvas Severidad-Duración-Frecuencia (SDF) regionales usando diferentes metodologías de cálculo de Índices de Sequía (IS), la ubicación de eventos históricos regionales sobre estas curvas, la comparación de series regionales descompuestas de IS con series de Índice Normalizado de Diferencia de Vegetación (NDVI) y el análisis de espectros de coherencia wavelet entre las anteriores series. Entre otros hallazgos, los resultados permitieron concluir que la regionalización conserva relativamente bien las relaciones entre severidad y duración de los eventos de sequía en las cuencas de estudio, que algunas metodologías pueden considerarse más apropiadas que otras para la comparación espacial de eventos de sequía mediante curvas SDF, que se presentó relativa consistencia en la identificación de eventos severos por medio de diferentes metodologías de IS, que series descompuestas de IS efectivamente se relacionan con series de índices de condición de la vegetación (especialmente en el caso de sequías agrícolas e hidrológicas), que la presencia de fenómenos macro-climáticos en la hidrología colombiana influencia de forma muy importante la ocurrencia de sequías en las zonas estudiadas, y por último, que la condición de la vegetación, a pesar de relacionarse de forma importante con la ocurrencia de sequías, no puede suponerse lo suficientemente explicativa como para sugerir su uso exclusivo en aplicaciones operativas de predicción.

ABSTRACT:

This paper presents the results obtained using several procedures to establish the gravity of regional drought events in the Sumapaz and Lebrija river basins, located in Colombia. The analyzes carried out included the development of regional Severity-Duration-Frequency (SDF) curves using different methodologies for Drought Indices (DI) estimation, the placement of historical regional events on the previous curves, the comparison between regional decomposed series of DI and series of the Normalized Difference Vegetation Index (NDVI), and the analysis of the wavelet coherence spectrum of these series. Results show that (1) drought regionalization preserves characteristic relations between severity and duration for the study catchments, (2) some DI are more appropriate for spatial comparison using SDF curves, (3) several DI estimation procedures show consistency on identification of serious drought events, (4) decomposed series of DI and series of vegetation condition indices are effectively related (especially for agricultural and hydrological droughts), (5) El Niño influences greatly the occurrence of droughts in the study basins, and (6) the VDVI index despite having an important relation with drought events, did not show enough correlation with DI series in the studies basins to be considered as an effective tool for operative drought predictions.

PALABRAS CLAVES: sequía; curvas SDF; NDVI

INTRODUCCIÓN

Para aplicaciones prácticas y operativas, las sequías deberían ser estudiadas como eventos regionales con el fin de desarrollar planes de contingencia adecuados. Sin embargo, la descripción del avance espacial de estas ocurrencias puede resultar desafiante dadas las características particulares y extensivamente variables de las zonas de estudio, que determinan si efectivamente se está presentando un evento regional seco. De esta forma, los estudios puntuales de sequías han sido los procedimientos preferidos y aplicados debido a su efectividad y simplicidad de interpretación. Típicamente, estos análisis se llevan a cabo utilizando Índices de Sequía (IS) (Palmer, 1965; McKee et al., 1993; Torres, 2017).

Regionalmente hablando, las sequías generan enormes impactos económicos y sociales. En el período 1980-2003, aproximadamente el 42% de las pérdidas monetarias relacionadas con el clima en Estados Unidos fueron causadas por sequías (Ross & Lott, 2003). En 1995, la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias de Estados Unidos (FEMA) estimaba que las pérdidas anuales relacionadas con sequías eran las más altas de todas las generadas por eventos climáticos y oscilaban, en promedio, entre 6,000 y 8,000 millones de dólares. En el caso de Latinoamérica, de los 6.9 millones de personas afectadas por diferentes eventos extremos en el año 2011, el 29% fue causado por sequías; la mayoría de esta población se concentró en el sur de Ecuador, donde las autoridades reportaron un total de 1.39 millones de damnificados (UNISDR & Corporación OSSO, 2013).

Los análisis de frecuencia son una de las aplicaciones más comunes de la estadística en la hidrología. Estas herramientas son particularmente valiosas en estudios regionales de sequías dado que permiten establecer la severidad, duración y frecuencia de los eventos. Para analizar la distribución espacial de potenciales eventos futuros, aplicando análisis estadísticos, se han desarrollado instrumentos como las curvas Severidad-Área-Frecuencia (SAF), Severidad-Área-Duración (SAD) y Severidad-Duración-Frecuencia (SDF) (Rahmat et al., 2015). Debe mencionarse que estas últimas suelen construirse para ubicaciones puntuales y no para grandes áreas.

La principal limitación para el desarrollo de estudios regionales de sequía utilizando las metodologías convencionales es el hecho de que la calidad del análisis depende fuertemente de la densidad y distribución espacial de la red de estaciones climatológicas en la zona (Brown et al., 2008). En contraste, los índices de condición de la vegetación, derivados a partir de información satelital, son una de las herramientas más útiles para determinar el nivel de estrés de la vegetación durante eventos de sequía, especialmente de tipo agrícola. Sin embargo, a pesar de que la información satelital ha mostrado ser eficaz en la detección de anomalías en la vegetación, las causas de éstas deben ser identificadas utilizando información adicional. Un número importante de eventos (sequías, inundaciones, incendios, plagas, heladas, etc.) pueden generar desviaciones similares. De esta forma, la integración de información climática (IS calculados para estaciones en tierra) y observaciones satelitales de vegetación, podría proveer un enfoque alternativo para caracterizar mejor la extensión espacial, y la intensidad y variabilidad local de eventos de sequía.

En este trabajo se presentan los resultados de análisis regionales de sequía desarrollados para dos cuencas colombianas: Sumapaz y Lebrija. Los objetivos de los procedimientos aplicados fueron, en primer lugar, explorar un conjunto de técnicas que pudiesen facilitar el análisis regional de eventos de sequía. Para esto, se construyeron curvas SDF regionales utilizando diferentes metodologías de cálculo de IS y se ubicaron algunos eventos históricos (diagnosticados como regionales) con el fin de establecer su gravedad. En segundo lugar, se buscó caracterizar la relación existente entre los eventos secos y la condición de la vegetación en la zona de estudio. Así, se compararon series regionales generadas de IS y series de Índice Normalizado de Diferencia de Vegetación (NDVI) con el fin de establecer la posible existencia de correlaciones significativas entre éstas. Con base en lo anterior, se realizó un análisis de espectros de coherencia wavelet entre las series para caracterizar con más robustez en tiempo y frecuencia las relaciones previamente identificadas.

MATERIALES Y MÉTODOS

Casos de estudio: Cuencas de los ríos Sumapaz y Lebrija

Las corrientes estudiadas son afluentes del río Magdalena, el más importante de Colombia. De acuerdo con zonificación hidrográfica del país, sus cuencas pertenecen a zonas hidrológicas distintas (IDEAM, 2013): Alto Magdalena y Medio Magdalena para Sumapaz y Lebrija, respectivamente. Como puede observarse en la Figura 1a, estas cuencas están suficientemente distanciadas para pretender apreciar diferencias en los análisis regionales debidas a su localización espacial. En otros aspectos, sus características climáticas, de cobertura vegetal y de suelos son diferentes, pueden conducir a resultados contrastantes entre éstas.

La cuenca del río Sumapaz (Figura 1b) tiene un área aproximada de 3,085 km^2. Debido a su ubicación geográfica (doble paso anual del frente intertropical de convergencia), sus patrones de precipitación y de caudales son bimodales (con picos en los periodos abril-mayo y octubre-noviembre). La distribución espacial de lluvia muestra magnitudes mayores en la zona occidental (cerca de la desembocadura en el río Magdalena) con profundidades anuales promedio entre 1600 y 1900 milímetros, y menores valores en la zona oriental (entre 800 y 1500 milímetros). Las temperaturas anuales promedio (determinadas fundamentalmente por la elevación del terreno) también exhiben variabilidad espacial con valores de 26°C, 23.7°C, 20.5°C y 16.5°C para la región occidental, central, norte y sur de la cuenca, respectivamente.

La cuenca del río Lebrija (Figura 1c) tiene una extensión cercana a los 7,185 km^2. Al igual que la cuenca del Sumapaz, los regímenes de precipitación y caudales exhiben un comportamiento bimodal. Para la zona occidental del área, las profundidades anuales promedio de lluvia varían entre 2,000 y 2,800 milímetros mientras que hacia el oriente fluctúan entre 900 y 2,000 milímetros. La distribución de temperaturas medias anuales permite identificar dos zonas: oeste con 27°C y este con 17°C.

Para los análisis realizados en este trabajo se utilizó información mensual de precipitación, temperatura y caudales, registrada en estaciones al interior de las dos cuencas de estudio. En el caso del Sumapaz se consideraron 4 estaciones climatológicas, 15 pluviométricas y 5 hidrométricas, mientras que para el del Lebrija se tuvieron en cuenta 7 climatológicas, 34 pluviométricas y 4 hidrométricas.

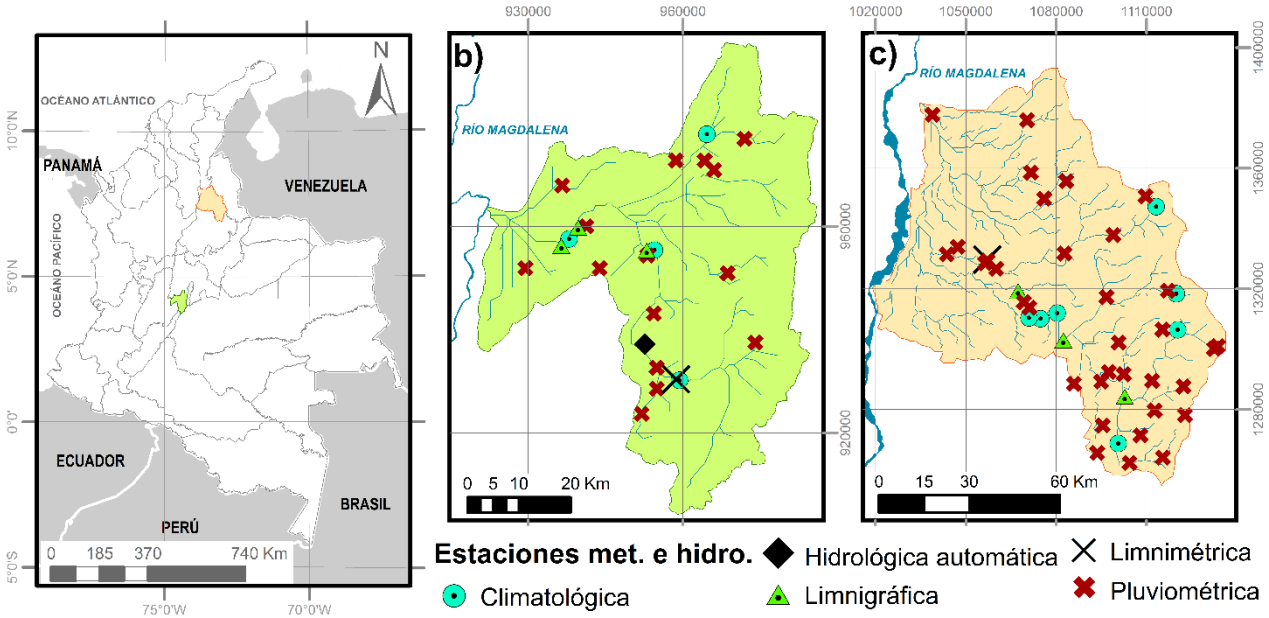


Figura 1.- Cuencas de estudio y estaciones utilizadas a) Ubicación dentro de Colombia b) Cuenca río Sumapaz c) Cuenca río Lebrija.

IS considerados

Los diferentes tipos de sequía suelen ser definidos en función de los impactos de éstas sobre parámetros hidrológicos y socioeconómicos específicos. De esta forma, las sequías meteorológicas

se relacionan con reducciones en precipitación, las agrícolas con bajas en la humedad del suelo disponible para la vegetación y las hidrológicas con disminuciones en caudales en corrientes y en niveles de embalses y de aguas subterráneas, entre otras. Los procedimientos detallados de cálculo de los índices seleccionados han sido ampliamente registrados en la literatura por lo que, en este trabajo no se detallan.

Las metodologías utilizadas de cálculo de IS fueron: Porcentaje de Normalidad (PN), Índice Estandarizado de Precipitación para escalas temporales de 1, 3, 6 y 9 meses (SPI1, SPI3, SPI6 y SPI9), Índice de Anomalía de Humedad de Palmer (Z), Índice de Severidad de Sequía de Palmer (PDSI), Índice de Sequía Hidrológica de Palmer (PHDI), Índice de Reconocimiento de Sequía (RDI) e Índice de Sequía de Caudales (SDI). Cabe mencionar que cada metodología de cálculo está indicada para un tipo de sequía particular, de acuerdo con lo indicado en la Tabla 1.

Tabla 1.- Metodologías de cálculo de IS utilizadas en la clasificación de distintos tipos de sequía.

	Índices de sequía
Sequía meteorológica	PN, SPI1, SPI3, DI, Z
Sequía agrícola	SPI6, PDSI, RDI
Sequía hidrológica	SPI9, PHDI, SDI

Metodología

Las curvas SDF regionales se construyeron utilizando información de análisis de frecuencias realizados en estaciones puntuales de las dos cuencas estudiadas. Lo anterior se realizó utilizando dos procesos, dependiendo del índice analizado: el procedimiento 1 se aplicó a todas las metodologías que usan información de precipitación y temperatura, y consistió en un proceso de interpolación espacial mediante el método de Distancia Inversa Ponderada (IDW) para obtener un valor regional promedio de severidad, asociado a una duración y periodo de retorno específicos. El procedimiento 2 solo se usó con el índice SDI, considerando que los índices basados en caudales deben relacionarse con las áreas tributarias a las estaciones hidrométricas donde se mide este parámetro. Así, en este caso el valor regional de severidad se estimó como un promedio ponderado de severidades, tomando como peso la relación entre el área total de la cuenca y el área aferente al punto de interés.

Subsecuentemente, a partir de series históricas puntuales de IS se aplicó un procedimiento que permitió identificar eventos secos históricos regionales. Una vez establecidas las ocurrencias, se determinaron las características regionales (severidad y duración) y se ubicaron en las curvas SDF regionales previamente desarrolladas. Los eventos regionales se determinaron estableciendo periodos de tiempo para los cuales un número significativo de estaciones, utilizando un índice determinado, mostraron presencia de sequía.

Posteriormente, se realizaron comparaciones entre series regionales de IS y NDVI. El primer paso consistió en procesar las coberturas satelitales de NDVI recolectadas, con el fin de regionalizarlas, compatibilizarlas (debido a que se utilizó información de 2 sensores diferentes) y obtener series en escala mensual (para que fueran comparables con las series de IS). En el segundo paso se buscaron relaciones directas entre las dos series analizadas; sin embargo, se observó una variabilidad muy alta para NDVI por lo que se optó por aplicar un proceso de Descomposición Modal Intrínseca (DMI) para suavizar el comportamiento de las dos señales analizadas, obteniendo aproximadamente 9 modos por serie (éstas oscilaron entre 30 y 35 años de longitud). Una vez desarrollado este procedimiento, se realizaron comparaciones gráficas y numéricas (utilizando el coeficiente de correlación de Pearson) y se aplicaron diferentes rezagos para buscar incrementar la correlación.

Finalmente, dados los resultados obtenidos en el paso anterior, se optó por analizar detalladamente las relaciones encontradas entre IS y NDVI. Por esta razón se utilizó un análisis de coherencia wavelet de las dos series para identificar espacios en tiempo y frecuencia para los cuales las señales mostraran concentraciones concordantes de energía. Adicionalmente, se estudió la dirección y magnitud de los ángulos de desfase obtenidos entre las señales, con el fin de establecer la posible existencia de una relación general de causalidad entre ambas.

RESULTADOS

En la Figura 1 se presentan las curvas SDF obtenidas para cada metodología de cálculo de IS y cuenca de estudio. Es posible notar que, en general, las curvas obtenidas tienden a presentar comportamientos similares en los dos casos de estudio, a pesar de que las magnitudes de las severidades observadas para una misma duración varían entre éstos (esperable, dadas las características particulares de cada cuenca así como la densidad de la red de estaciones disponibles y la longitud de los registros). Dado lo anterior, puede suponerse que el proceso de regionalización conserva relativamente bien las relaciones entre severidad y duración para las diferentes metodologías ensayadas. Sin embargo, se puede afirmar que para algunos IS la forma de las curvas tiende a ser más constante que para otras. Tales son los casos de PN, Z, SPI6, PDSI, RDI y PHDI. Por esta razón, se podría afirmar que en la comparación de áreas, el empleo de estos métodos puede resultar más adecuado debido a que las variaciones en forma son menos importantes y, en alguna medida, la metodología resulta más robusta preservando las características de duración y severidad para diferentes periodos de retorno, entre diferentes zonas de estudio.

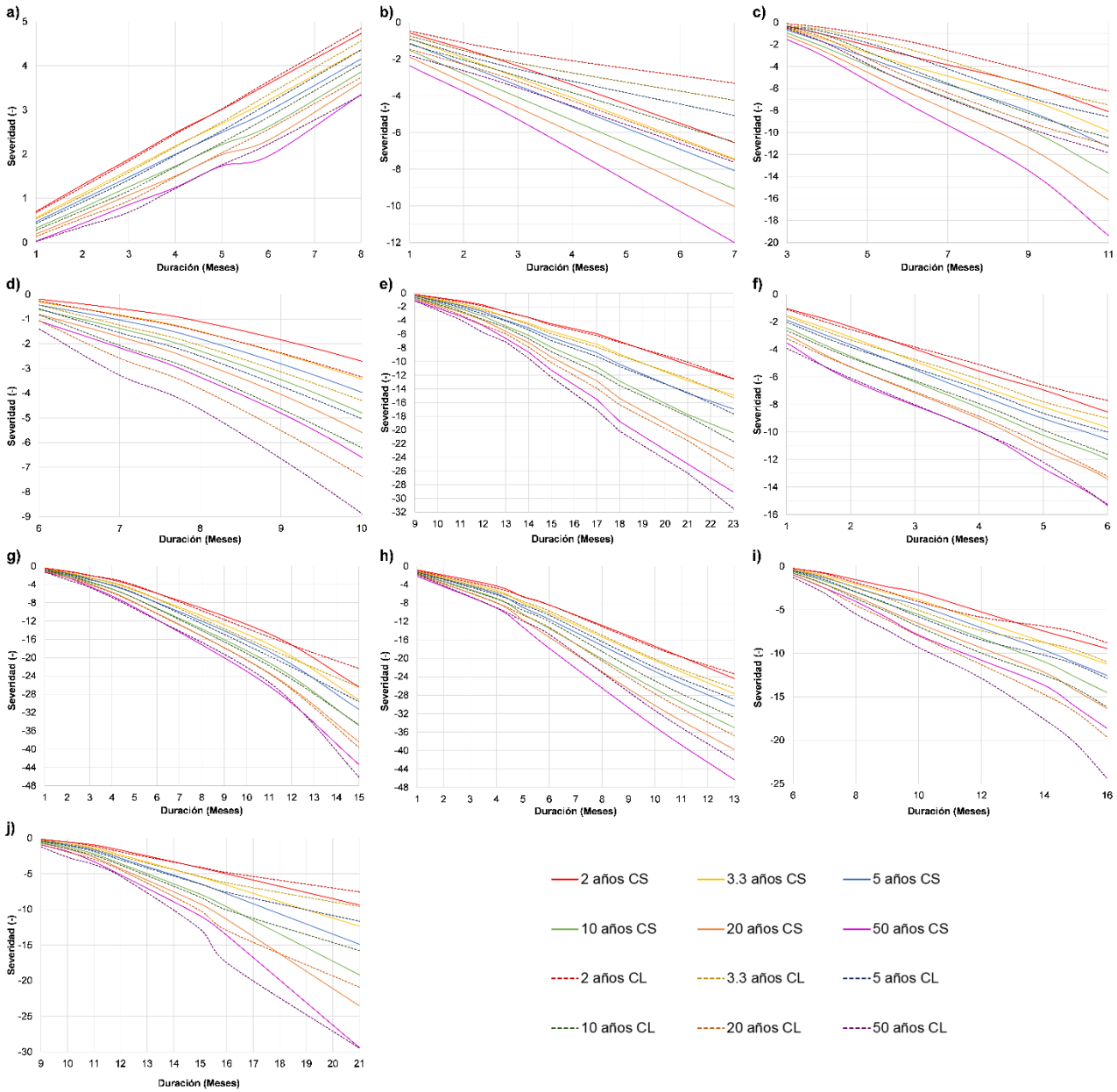


Figura 2.- Curvas SDF regionales para cuencas del Sumapaz (CS) y Lebrija (CL) con cada metodología: a) PN, b) SPI1, c) SPI3, d) SPI6, e) SPI9, f) Z, g) PDSI, h) PHDI, i) RDI y j) SDI

Adicionalmente hubo consistencia entre metodologías en la identificación del área con mayores severidades asociadas con determinadas duraciones. De esta forma, sequías meteorológicas más graves tienden a presentarse en la cuenca del Sumapaz (debido a que los resultados SPI1 y SPI3 así lo demostraron). Respecto a las sequías agrícolas, relacionadas con SPI6, PDSI y RDI, la cuenca del Lebrija presenta eventos más importantes. Finalmente, analizando las curvas SDF para SPI9 y SDI, se concluye que las sequías hidrológicas más severas se presentan en la cuenca del Lebrija. Sin embargo se debe mencionar el caso de la comparación de las curvas de PN y Z, cuyos resultados fueron iguales y mostraron dependencia de la duración analizada: para duraciones cortas (1 a 4 meses) la cuenca del Lebrija presentó mayores severidades mientras que para duraciones mayores (5 meses o más) la cuenca del Sumapaz la sobrepasó.

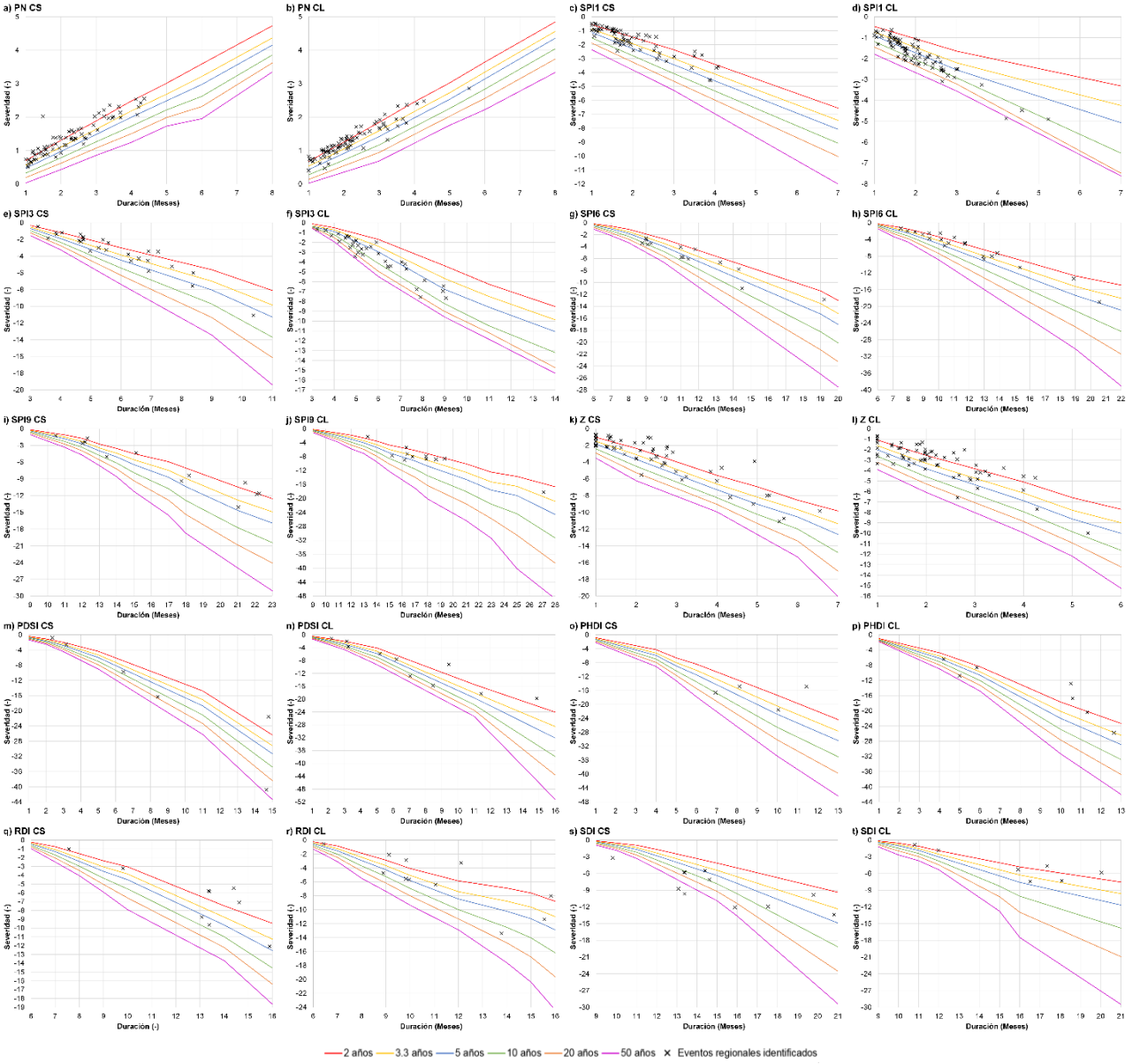


Figura 3.- Eventos regionales ubicados en curvas SDF regionales para cuencas del Sumapaz (CS) y Lebrija (CL).

En la Figura 3 se presentan los resultados obtenidos al ubicar eventos regionales sobre las curvas SDF construidas. Puede notarse que como era de esperar, la mayoría de eventos regionales identificados presentaron periodos de retorno bajos. Lo anterior se relaciona, de forma importante, con la longitud del registro disponible para realizar los análisis de frecuencia, así como con la distribución espacial de las estaciones dentro de las cuencas de estudio. Adicionalmente, se encontró consistencia en la identificación de eventos severos por medio de diferentes metodologías; por

ejemplo, el evento seco de 2015-2016 fue catalogado como grave por 4 metodologías de IS en la cuenca del Sumapaz y por 5 en la cuenca del Lebrija. También debe mencionarse que el tipo de sequía que presentó mayor incidencia en las dos cuencas de estudio fue la meteorológica (con todos los índices usados para su identificación mostrando un número mayor de ocurrencias respecto a otros) seguida por la agrícola y, finalmente, la hidrológica. Lo anterior, tiene sentido en la medida en la que se espera que eventos más largos y severos (como las sequías de tipo agrícola e hidrológica) tiendan a presentarse menos frecuentemente que eventos en los cuales únicamente hay afectaciones en la cantidad de precipitación.

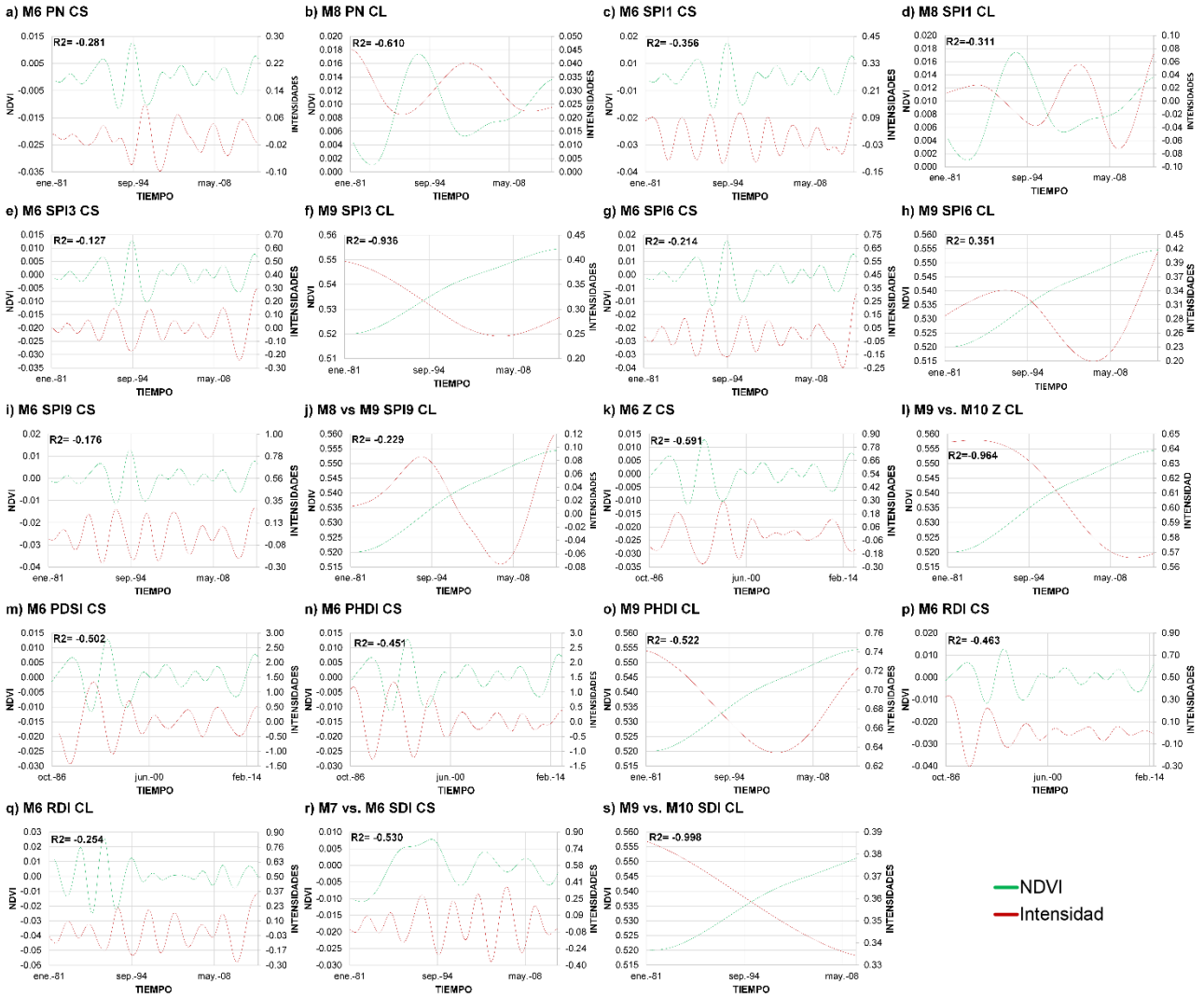


Figura 4.- Comparación modos descompuestos series de intensidad y NDVI para cuencas Sumapaz (CS) y Lebrija (CL). Se incluyen valores de coeficientes de correlación lineal de Pearson.

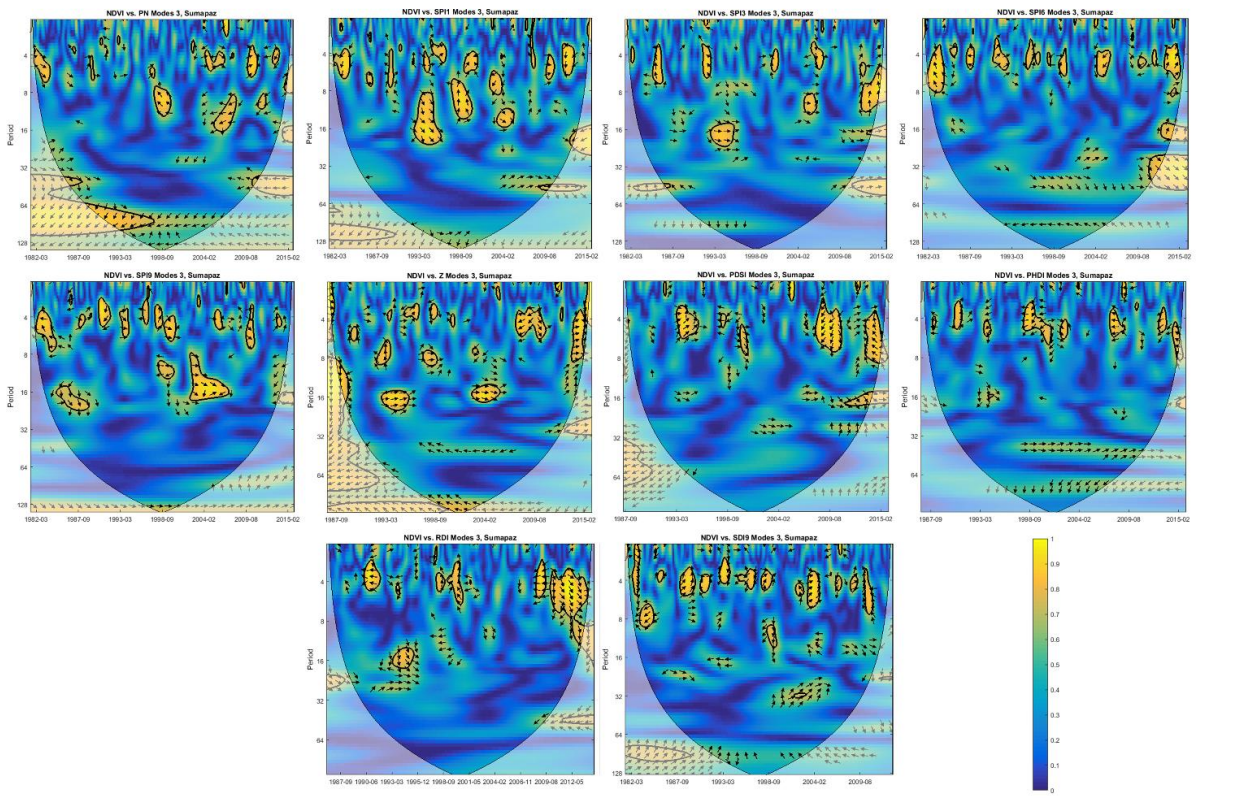
La Figura 4 presenta los resultados obtenidos al realizar la comparación de algunos modos de las series descompuestas de intensidades respecto a los mismos para series de NDVI; específicamente, aquellos modos que mostraron coeficientes de correlación negativos de mayor magnitud (dado que se espera que la relación entre condición de la vegetación e intensidad de los eventos de sequía sea inversa, observándose una especie de efecto espejo entre éstas). Como se mencionó antes, las señales comparadas fueron producto de un proceso de DMI. Las gráficas generadas, así como los coeficientes de correlación calculados, permitieron concluir que efectivamente, las series descompuestas de NDVI se relacionan con series de intensidades de IS regionales, especialmente en el caso del Sumapaz y de las metodologías de IS indicadas para la identificación de sequías agrícolas e hidrológicas (mayores duraciones y severidades). Adicionalmente, los modos que mostraron correlaciones más altas para cada caso de estudio resultaron ser más bajos (variables) en el caso del Sumapaz y más suaves en el caso del Lebrija. La

frecuencia promedio de picos y valles en el caso del modo 6 (que mostró ser el de mayor concordancia) fue de aproximadamente 4.38 años, siendo cercana a la frecuencia promedio de ocurrencia del fenómeno del Niño. Esto último da cuenta de la importancia que tiene la presencia de fenómenos macro-climáticos en la hidrología colombiana y, por ende, en la ocurrencia de sequías en el territorio.

Los resultados obtenidos después de realizar el análisis de correlación considerando rezagos permitieron notar que, para la cuenca del Sumapaz, las series de índices de intensidad tendieron a estar rezagadas hacía atrás respecto a series de NDVI, para el caso de sequía meteorológicas (-6 meses aproximadamente) y agrícolas (-10 meses en promedio). Por otro lado, en el caso de sequías hidrológicas, el rezago óptimo fue positivo (+10 meses, aproximadamente). Este comportamiento resulta interesante en la medida en la que fue consistente para diferentes metodologías de cálculo de IS pero además, por el hecho de que muestra que la vegetación tarda cierto periodo en evidenciar los impactos de disminuciones en la precipitación mientras que, los caudales tardan aún más. De esta forma, para esta cuenca en particular, podría considerarse que los modos de NDVI podrían llegar a ser predictivos de sequías de tipo hidrológico, dado el signo del rezago, pero igualmente la magnitud de los coeficientes de correlación óptimos obtenidos para las series de SPI9, PHDI y SDI. En el caso de la cuenca del Lebrija, los resultados no fueron tan claros como en el caso de la cuenca del Sumapaz, y no fue posible establecer las direcciones de las posibilidades predictivas en este caso. Sin embargo, al igual que en el caso de la cuenca del Sumapaz, la aplicación de rezagos a las series modos de intensidades y NDVI llevó a la mejoría de los coeficientes de correlación obtenidos. De acuerdo con lo anterior, podría considerarse la utilización de otros métodos de descomposición para las series de vegetación e intensidad o, incluso, en la modificación del método para la identificación de eventos regionales de sequía para este caso particular.

Por otro lado, las Figuras 5 y 6 muestran los espectros de coherencia wavelet obtenidos al relacionar los modos 3 y 4 regionales de todos los IS analizados con NDVI. En la Figura 5 se muestran los resultados para la cuenca del Sumapaz mientras que en la Figura 6 lo mismo pero para la cuenca del Lebrija. El espectro indica, en tiempo (abscisas) y frecuencia (ordenadas), la concentración simultánea de energía para las señales analizadas como zonas más claras. Además, para las zonas donde la concentración muestra significancia estadística (limitadas por una línea negra más gruesa), la dirección de la relación causal entre las señales analizadas se grafica utilizando flechas.

a)



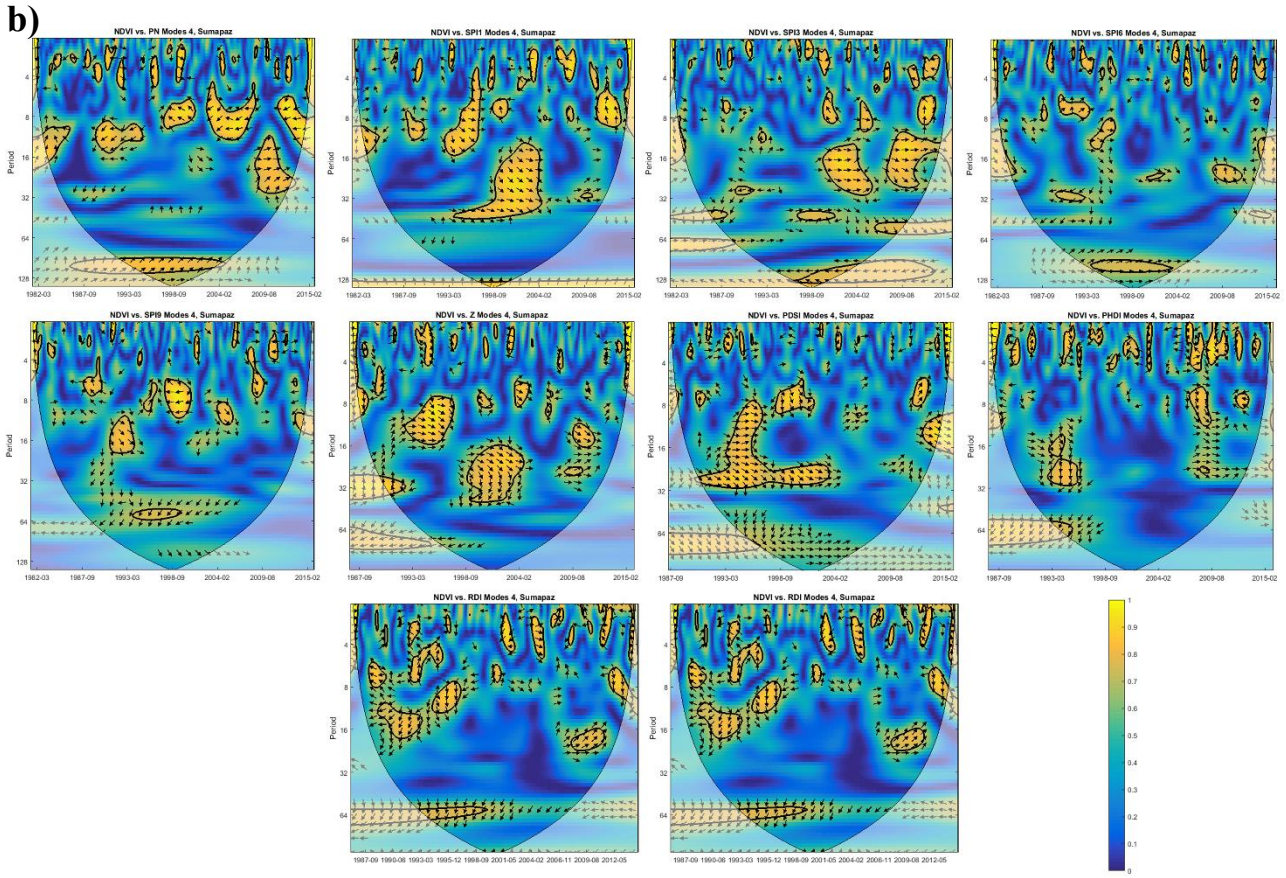
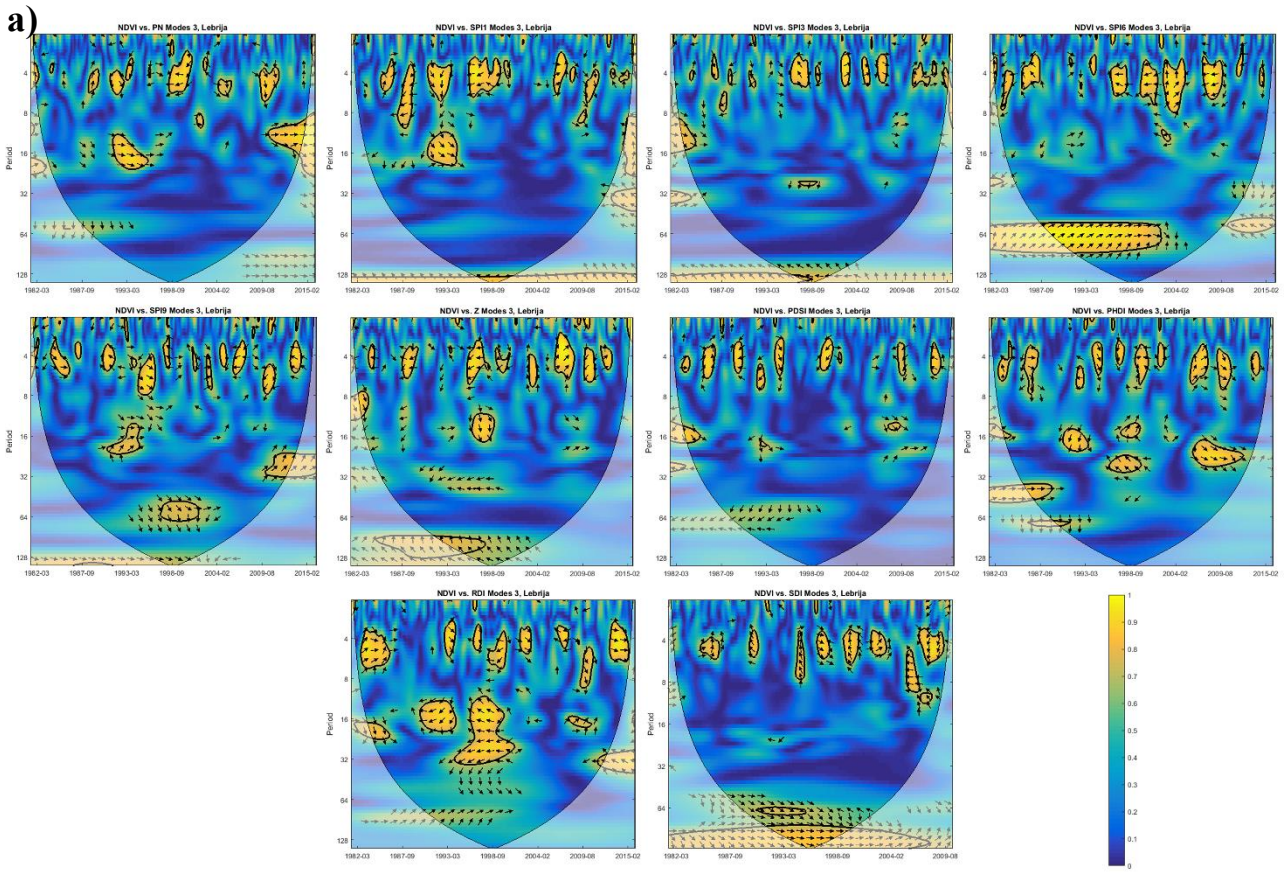


Figura 5.- Espectros de coherencia wavelet modos 3 (a) y 4 (b) para NDVI vs. IS analizados, cuenca Sumapaz.



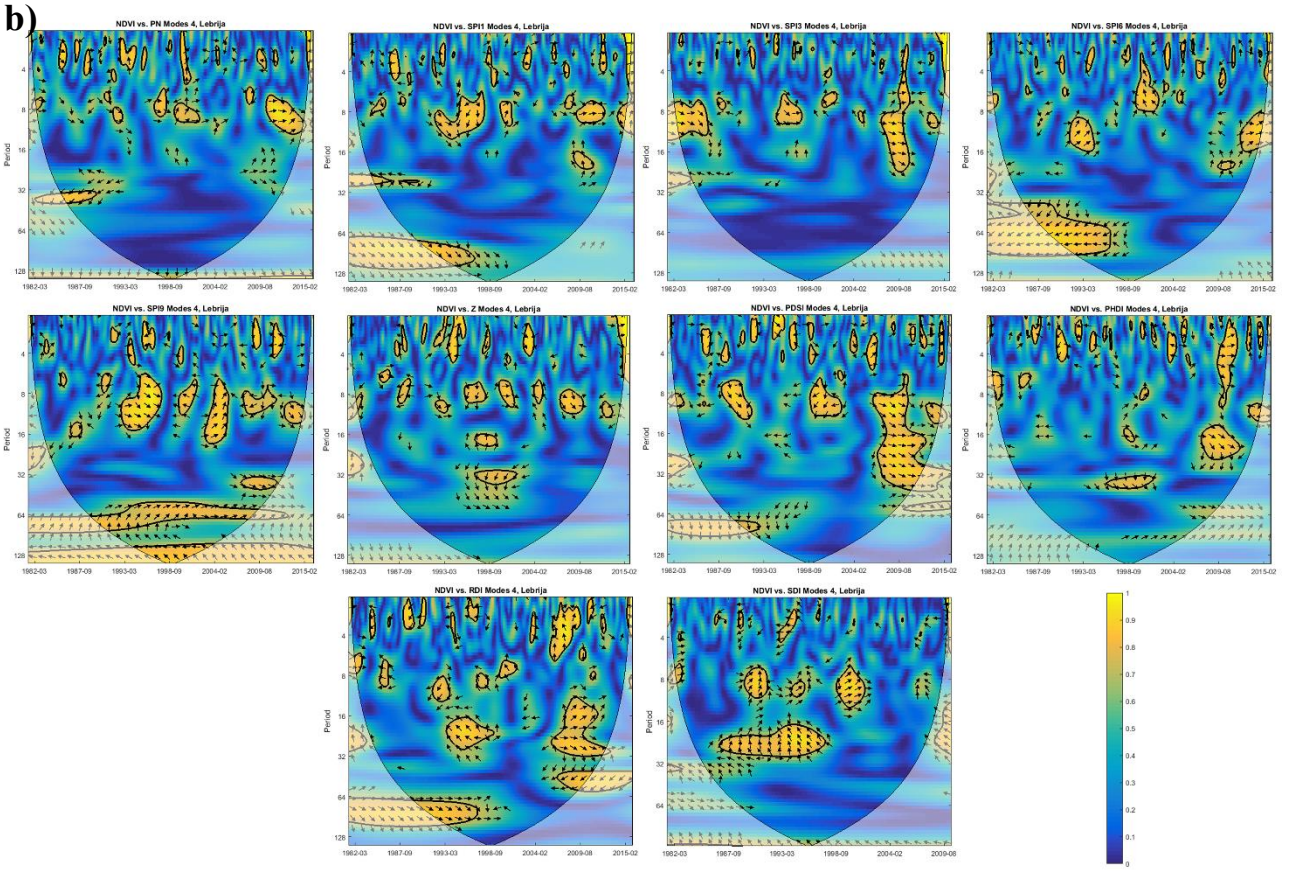


Figura 6.- Espectros de coherencia wavelet modos 3 (a) y 4 (b) para NDVI vs. IS analizados, cuenca Lebrija.

Los anteriores resultados se presentan teniendo en cuenta que la concordancia entre las señales de los IS y NDVI fue especialmente evidente al comparar los modos 3 y 4 de las series descompuestas. De esta forma, se identificaron altas correlaciones de forma cíclica en el tiempo (aproximadamente cada 5 o 6 años, concordando nuevamente con la repetición promedio de ocurrencias del ENSO) para frecuencias en el rango entre 2 y 8 meses, siendo esto último consistente con las duraciones típicas de sequías de los tres tipos considerados (meteorológica, agrícola e hidrológica).

Igualmente, pudo observarse que las concentraciones de energía para una misma frecuencia fueron más evidentes en el caso de algunos índices en cada una de las cuencas consideradas. De esta forma se obtuvo para el modo 3 y la cuenca del Sumapaz, SPI3, SPI6, SPI9, PDSI, PHDI, RDI y SDI; para el mismo modo en el caso del Lebrija, PN, SPI1, SPI3, SPI6, SPI9, Z, PDSI, PHDI, RDI y SDI; para el modo 4 en la cuenca del Sumapaz, PN, SPI3, SPI6, PDSI y PHDI y para el mismo modo en la cuenca del Lebrija, PN, SPI1, SPI9, Z, PDSI, PHDI, RDI y SDI. Estos resultados permiten concluir que en el caso de la cuenca del Sumapaz, la condición de la vegetación muestra relaciones más cíclicamente ligadas a sequías largas (tipo agrícola e hidrológica) mientras que la cuenca del Lebrija, aunque también presenta relaciones fuertes con los dos tipos anteriores, adicionalmente exhibe alguna relación con sequías de tipo meteorológico. Lo anterior podría llevar a pensar que la cobertura vegetal de las dos cuencas consideradas, y la resistencia de ésta a limitaciones en la disponibilidad de agua, juegan un papel importante en la relación que eventos de sequía pueden llegar a tener con índices de condición de la vegetación. De esta forma, podría inferirse que la cobertura vegetal en el caso del Lebrija es más sensible a restricciones en suministro de humedad que la presente cuenca del Sumapaz y, por esta razón, limitaciones relativamente pequeñas llevan a fuertes variaciones en el estado de ésta.

Por otro lado, al analizar la dirección de las flechas obtenidas para las zonas con correlaciones estadísticamente significativas a lo largo del tiempo y para los mismos valores de frecuencia, no fue posible generalizar la relación de causalidad entre las dos señales. Lo anterior, debido a que la dirección de la relación no se mantuvo constante a lo largo del tiempo (las flechas no apuntaron en la

misma dirección para todas las zonas donde las correlaciones resultaron ser altas). Esto permite concluir que la condición de la vegetación, a pesar de poder considerarse un indicador que se relaciona de forma importante con la ocurrencia de sequías para las regiones estudiadas, no puede suponerse lo suficientemente explicativa de estos eventos como para plantear su uso exclusivo en aplicaciones operativas de predicción y alerta temprana. Aspectos adicionales directamente relacionados con características de la cuenca (como el tipo de cobertura vegetal, por ejemplo) pueden llegar a influir en la reacción de las áreas a limitaciones en el recurso y, por ende, deben ser considerados en el momento de tratar de establecer enfoques predictivos de eventos de sequía en los mismos. Sin embargo, la significancia o no de las diferentes variables debe ser evaluada de forma particular para cada zona que se esté estudiando.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Los resultados presentados permitieron concluir, en primer lugar, que las curvas SDF obtenidas tienden a presentar comportamientos similares en los dos casos de estudio y, por esta razón, puede suponerse que el proceso de regionalización conserva relativamente bien las relaciones entre severidad y duración para las diferentes metodologías ensayadas. Sin embargo, es posible afirmar que para algunos IS, la forma de las curvas tiende a conservarse mejor entre cuencas (PN, Z, SPI6, PDSI, RDI y PHDI) y debido a esto, el empleo de estos métodos puede resultar más adecuado en la comparación de áreas. Lo anterior, dado que las variaciones en forma son menos importantes y, en alguna medida, podría considerarse que la metodología resulta más robusta preservando las características de duración y severidad para diferentes periodos de retorno, entre diferentes áreas de estudio.

En segundo lugar, se encontró consistencia entre curvas SDF, construidas para diferentes metodologías de IS, en la identificación del área con mayores severidades asociadas con determinadas duraciones. En tercer lugar, una vez que se ubicaron los eventos regionales puntuales identificados en las curvas SDF construidas, fue posible notar que la mayoría de estas ocurrencias puntuales presentaron periodos de retorno bajos. Este fue relacionado con la longitud del registro disponible para realizar los análisis de frecuencia, así como con la distribución espacial de las estaciones dentro de las cuencas de estudio. En cuarto lugar, la consistencia en la identificación de eventos severos por medio de diferentes metodologías fue posible y se halló que el tipo de sequía que presentó una incidencia mayor en las dos cuencas de estudio fue la meteorológica seguida por la agrícola y, finalmente, la hidrológica. Lo anterior, tiene sentido en la medida en la que es esperable que eventos más largos y severos tiendan a presentarse menos frecuentemente que eventos en los cuales únicamente hay afectaciones a la cantidad de precipitación.

En quinto lugar, respecto al análisis de correlación simple entre series descompuestas de NDVI e IS, se llegó a la conclusión de que estas señales efectivamente se relacionan entre sí. Lo anterior fue especialmente cierto en el caso de metodologías IS indicadas para sequías agrícolas e hidrológicas y, de forma particular, para los modos 6 de la descomposición que, valga aclarar, presentaban una frecuencia promedio de picos y valles de aproximadamente 4.38 años (siendo cercana a la frecuencia promedio de ocurrencia del fenómeno del Niño). Esto último da cuenta de la importancia que tiene la presencia de fenómenos macro-climáticos en la hidrología colombiana y, por ende, en la ocurrencia de sequías en el territorio.

En sexto lugar, el análisis de correlación considerando rezagos llevó a concluir que, en el caso de la cuenca del Sumapaz, el NDVI podría llegar a resultar predictivo de sequías de tipo hidrológico (dada la dirección del rezago óptimo consistentemente obtenido para todos los IS indicados para este tipo de sequía y la magnitud de los coeficientes de correlación de Pearson lograda). En el caso de la cuenca del Lebrija, los resultados no fueron tan claros y por esta razón, no fue posible establecer las direcciones de las posibilidades predictivas. Sin embargo, sí se pudo establecer que la aplicación de rezagos a las series llevó a la mejoría de los coeficientes de correlación obtenidos. De esta forma, resultaría recomendable la utilización de otros métodos de descomposición para las series de

vegetación e intensidad o la modificación del método para la identificación de eventos regionales de sequía para este caso particular.

En séptimo lugar, respecto a los análisis desarrollados a los espectros de coherencia wavelet, se identificaron altas correlaciones de forma cíclica en el tiempo (aproximadamente cada 5 o 6 años, concordando con la repetición promedio de ocurrencias del ENSO) para frecuencias en el rango entre 2 y 8 meses. Además, dadas las metodologías de IS que mostraron presencia más evidente de correlaciones cíclicas, fue posible concluir que en el caso de la cuenca del Sumapaz, la condición de la vegetación mostró relaciones más cíclicamente ligadas a sequías largas mientras que la cuenca del Lebrija adicionalmente exhibió concordancia con sequías de tipo meteorológico. Este hecho lleva a considerar que la cobertura vegetal en el caso del Lebrija es más sensible a restricciones en suministro de humedad que la de la cuenca del Sumapaz y, por esta razón, limitaciones relativamente pequeñas en el suministro de agua llevan a fuertes variaciones su estado.

Finalmente, examinando la dirección de los ángulos de desfase obtenidos para las zonas de alta concentración concordante de energía, se concluye que no es posible generalizar la relación de causalidad entre las dos señales. De esta forma, puede afirmarse que la condición de la vegetación, a pesar de ser un indicador que se relaciona de forma importante con la ocurrencia de sequías para las regiones estudiadas, no puede suponerse lo suficientemente explicativa como para sugerir su uso exclusivo en aplicaciones operativas de predicción y alerta temprana. Aspectos adicionales directamente relacionados con características de la cuenca (como el tipo de cobertura vegetal, por ejemplo) pueden llegar a influir en la reacción de las áreas a limitaciones en el recurso y, por ende, se recomienda su exploración en el planteamiento de enfoques predictivos de sequías. La significancia o no de las diferentes variables debe ser un proceso en el que se evalúe de forma independiente para cada zona que se esté caracterizando, teniendo en cuenta aspectos como disponibilidad de información, resolución temporal y espacial de la misma, y aplicaciones anteriores al pronóstico de sequías, entre otros.

REFERENCIAS

Brown, J. et al. (2008). The Vegetation Drought Response Index (VegDRI): A New Integrated Approach for Monitoring Drought Stress in Vegetation. *GIScience & Remote Sensing, 45*(1), 16-46. doi:10.2747/1548-1603.45.1.16

FEMA. (1995). *National Mitigation Strategy - Partnerships for Building Safer Communities.* Washington DC: FEMA. Retrieved August 18, 2017, from https://fas.org/irp/agency/dhs/fema/mitigation.pdf

IDEAM. (2013). *Zonificación y Codificación de Unidades Hidrográficas e Hidrológicas de Colombia.* Bogotá D.C: IDEAM.

McKee, T. et al. (1993). The relationship of drought frequency and duration to time scales. *Eighth Conference on Applied Climatology.* Anaheim: American Meteorological Society.

Palmer, W. (1965). *Meteorological Drought.* Washington: U.S. Weather Bureau.

Rahmat, S. et al. (2015). Development of Drought Severity-Duration-Frequency Curves in Victoria, Australia. *Australasian Journal of Water Resources, 19*(1), 31-42. doi:http://dx.doi.org/10.7158/13241583.2015.11465454

Ross, T., & Lott, J. (2003). *A Climatology of 1980 - 2003 extreme weather and climate events.* US Department of Commerce, National Oceanic and Atmospheric Administration, National Environmental Satellite Data and Information Service, National Climatic Data Center. Asheville, NC: NOAA. Retrieved August 14, 2017, from https://www.ncdc.noaa.gov/monitoring-content/billions/docs/lott-and-ross-2003.pdf

Torres, L. (2017). *Análisis detallado de metodologías para definición de índices de sequía y planteamiento de procedimientos para la calibración de escalas de gravedad de las mismas: estudio en 2 cuencas de Colombia (Tesis de maestría no publicada).* Bogotá: Universidad de los Andes.

UNISDR & Corporación OSSO. (2013). *Impacto de los desastres en América Latina y El Caribe, 1990 – 2013.* Ciudad de Panamá: UNISDR & Corporación OSSO.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA

BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

MODELACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DE LAS MÁXIMAS AVENIDAS EN LA CUENCA DEL RIO LURÍN - PERÚ

Kevin Alexander Cardich Motta (1), Eduardo Abraham Chávarri Velarde (2)

(1) Universidad Nacional Agraria La Molina, Av. La Universidad s/n La Molina, 51-1-987620482, Perú, kevin.cardich@gmail.com

(2) Universidad Nacional Agraria La Molina, Av. La Universidad s/n La Molina, 51-1-998252765, Perú, echavarri@lamolina.edu.pe

RESUMEN

La investigación consistió en realizar la modelación de las máximas avenidas producidas en la cuenca del río Lurín mediante un modelo HEC-HMS y la modelación hidráulica de un tramo crítico de estudio mediante el modelo HEC-RAS 2D, para periodos de retorno de 100 años, 200 años y 500 años, respectivamente. Se eligió un tramo del río altamente vulnerable propenso a inundarse con mayor facilidad por las frecuentes crecidas del río Lurín. El tramo en estudio tiene 6,5 km de longitud y se encuentra comprendido entre dos bocatomas: Mejorada y Jatosisa. Dicho tramo presenta en ambas márgenes un total de 527 ha de zonas agrícolas bajo riego. Durante el desarrollo del trabajo de investigación, se presentó grandes inundaciones, producto de El Niño - 2017. Considerando la magnitud del área de inundación generada por el evento de máxima avenida producida el día 16/marzo/2017, se puede concluir que por lo menos dicho evento corresponde a un periodo de retorno de 200 años.

ABSTRACT

The research consisted of modelling the maximum floods produced in the Lurin river basin using a HEC-HMS model and the hydraulic modelling of a critical section using the HEC-RAS 2D model, for return periods of 100 years, 200 years and 500 years, respectively. A section of the river that is highly vulnerable and prone to flooding was chosen because the frequent flooding of the Lurin River. The long of the reach is 6.5 km and it is between two water inlets: Mejorada and Jatosisa. On both sides of the river, this reach covers 527 ha of irrigated agricultural areas. During the development of the research work, major floods occurred as a result of ENSO - 2017. Considering the magnitude of the flood area generated by the maximum flood event of March 16, 2017, it can be concluded that at least this event corresponds to a return period of 200 years.

PALABRAS CLAVE: Modelación Hidráulica, ENSO, Lurín

INTRODUCCION

Los desastres ocasionados cada año a causa de las crecidas y posterior desborde de los ríos están llegando a niveles cada vez más altos y esto a consecuencia del fuerte cambio climático que azota a todos los ecosistemas del mundo. En el Perú, es común ver que, entre los meses de diciembre a marzo, desbordes en la mayoría de ríos de la vertiente del Pacífico, esto debido a que la cantidad de lluvia se incrementa y más aún en épocas de El Niño (ENSO). Estos acontecimientos dejan en la mayoría de las veces pérdidas de vidas humanas y cuantiosos daños materiales.

Debido a lo anteriormente expuesto, es necesario conocer el comportamiento de los ríos ante eventos de máximas avenidas, estimando los niveles de inundación y sus periodos de retorno respectivos, de forma tal que se pueda elaborar planes de prevención y protección de las zonas en riesgo.

El presente trabajo de investigación, se realizó en el valle del río Lurín y específicamente en un tramo del río altamente vulnerable por su baja pendiente y propensa a inundarse con mayor facilidad por las frecuentes crecidas del río Lurín. El tramo en estudio fue de 6,5 km y se encuentra comprendido entre dos bocatomas: Mejorada y Jatosisa. En dicho tramo se presentan en ambas márgenes un total de 527 ha de zonas agrícolas bajo riego. La población en esa zona se dedica a la agricultura y el comercio de sus productos a los principales mercados de la capital.

Por lo expuesto, el objetivo de la investigación fue realizar la modelación de las máximas avenidas en la cuenca del río Lurín mediante un modelo lluvia – escorrentía como lo es el Hec-HMS y la modelación hidráulica del tramo de estudio mediante el modelo Hec-RAS 2D, para periodos de retorno de 100 años, 200 años y 500 años, respectivamente.

Cabe mencionar que, durante el desarrollo del trabajo de investigación, se presentó grandes inundaciones en el tramo de estudio, producto de El Niño - 2017. La evaluación de las áreas inundadas a fines del mes de marzo/2017, permitió estimar el periodo de retorno de dicho evento.

METODOLOGIA

- DESCRIPCION DE LA CUENCA DEL RIO LURIN

La cuenca del río Lurín, está situada en la costa central del Perú, entre las coordenadas UTM

- Coord. UTM Norte: 8642892–8690915
- Coord. UTM Este : 292340-359851

El río Lurín tiene su origen en los deshielos de los nevados Surococha a 5000 msnm. Presenta un área de drenaje total de 1670 Km2, recorre una distancia total de 106 km y tiene una pendiente promedio de 4,8%, la superficie de la cuenca húmeda es de 833 km2. La figura 1, muestra la ubicación de la cuenca del río Lurín en el contexto de la demarcación política de la región Lima.

- INFORMACIÓN BÁSICA

La información básica para realizar la modelación hidrológica, como lo es la información cartográfica fue obtenida desde Geoservidores web de Instituciones del Estado Peruano como son los Ministerios de Educación y Ambiente, respectivamente. Las figuras 2 y 3, correspondientes al mapa topográfico y al mapa de cobertura vegetal de la cuenca del río Lurín, que fueron obtenidas a partir de dichas fuentes estatales.

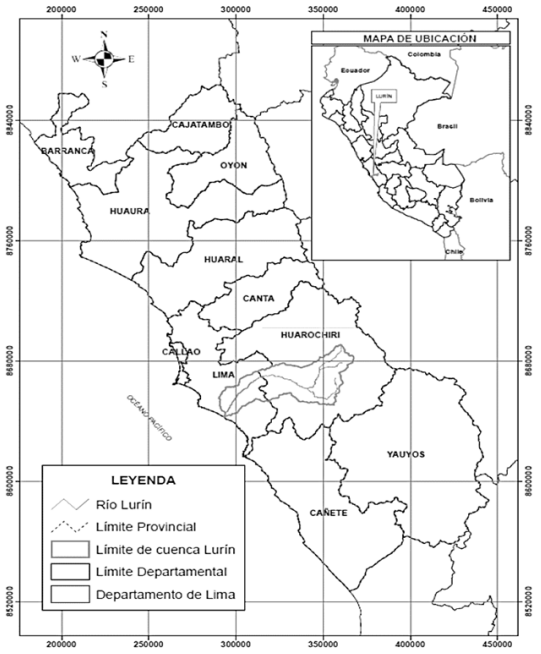


Figura 1.- Ubicación de la cuenca del río Lurín, dentro de la región Lima.

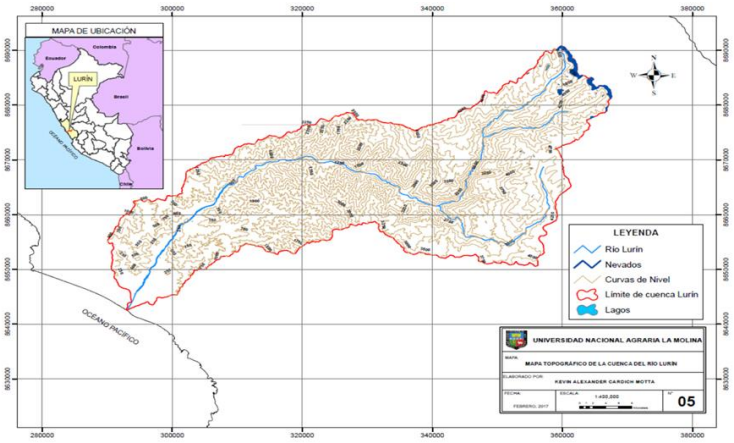


Figura 2.- Mapa topográfico de la cuenca del río Lurín

Fuente: Servidores WEB de los Ministerios de Educación y del Ambiente – República del Perú.

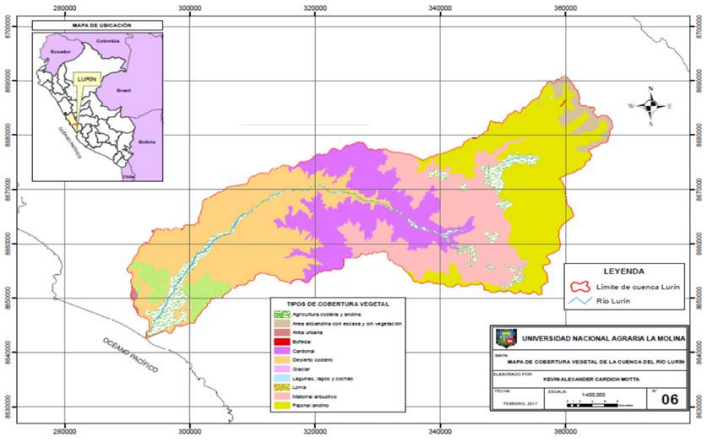


Figura 3.- Mapa de cobertura vegetal de la cuenca del río Lurín

Fuente: Servidores WEB de los Ministerios de Educación y del Ambiente – República del Perú.

La información cartográfica para la modelación hidráulica, consistió en un levantamiento topográfico para una longitud del río de 6,5 km., entre las bocatomas Mejorada y Jatosisa. La figura 4, muestra la longitud del tramo levantado, meses antes de las avenidas producidas por El Niño – 2017.

Con respecto a la información pluviométrica, ésta fue obtenida del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI). Se recolectó información pluviométrica diaria y máxima 24 horas de 10 estaciones meteorológicas, de las cuales 06 se encuentran ubicadas dentro de la cuenca. La ubicación de estaciones de precipitación dentro de la cuenca del río Lurín y estaciones de precipitación en cuencas vecinas se muestran en la tabla 1. La figura 5, muestra el mapa con la ubicación espacial de las estaciones pluviométricas.

El registro total de la información pluviométrica corresponde al periodo 1965-2013. La estación con la mayor cantidad de información completa es San Lázaro de Escomarca (47 años); mientras que las estaciones con menor cantidad de información completa son Manchay Bajo y la Chalilla (15 años).

Figura 4.- Levantamiento topográfico del tramo en estudio entre las bocatomas Mejorada y Jatosisa.

Tabla 1.- Ubicación de estaciones de precipitación dentro de la cuenca del río Lurín y estaciones de precipitación en cuencas vecinas.

CAT	NOMBRE	SIS_HIDRO	CUENCA	DPTO	PROVINCIA	DISTRITO	LONGITUD	LATITUD	ALTITUD	FUENTE
PLU	ANTIOQUIA	PACIFICO	LURIN	LIMA	HUAROCHIRI	ANTIOQUIA	76°30'	12°05'	1839	SENAMHI
PLU	CHALILLA	PACIFICO	LURIN	LIMA	HUAROCHIRI	SAN DAMIAN	76°20'	11°56'	4050	SENAMHI
PLU	LANGA	PACIFICO	LURIN	LIMA	HUAROCHIRI	LANGA	76°24'	12°06'	2860	SENAMHI
PLU	MANCHAY BAJO	PACIFICO	LURIN	LIMA	LIMA	PACHACAMAC	76°52'	12°10'	148	SENAMHI
PLU	ESCOMARCA	PACIFICO	LURIN	LIMA	HUAROCHIRI	LANGA	76°21'	12°11'	3600	SENAMHI
PLU	STGO DE TUNA	PACIFICO	LURIN	LIMA	HUAROCHIRI	STGO DE TUNA	76°31'	11°59'	2921	SENAMHI
PLU	HUAROCHIRI	PACIFICO	MALA	LIMA	HUAROCHIRI	HUAROCHIRI	76°14'	12°08'	3154	SENAMHI
PLU	MATUCANA	PACIFICO	RIMAC	LIMA	HUAROCHIRI	MATUCANA	76°22'	11°50'	2479	SENAMHI
PLU	SANTA EULALIA	PACIFICO	RIMAC	LIMA	HUAROCHIRI	SANTA EULALIA	76°40'	11°55'	982	SENAMHI
PLU	S.J DE PARAC	PACIFICO	RIMAC	LIMA	HUAROCHIRI	SAN MATEO	76°15'	11°48'	3866	SENAMHI

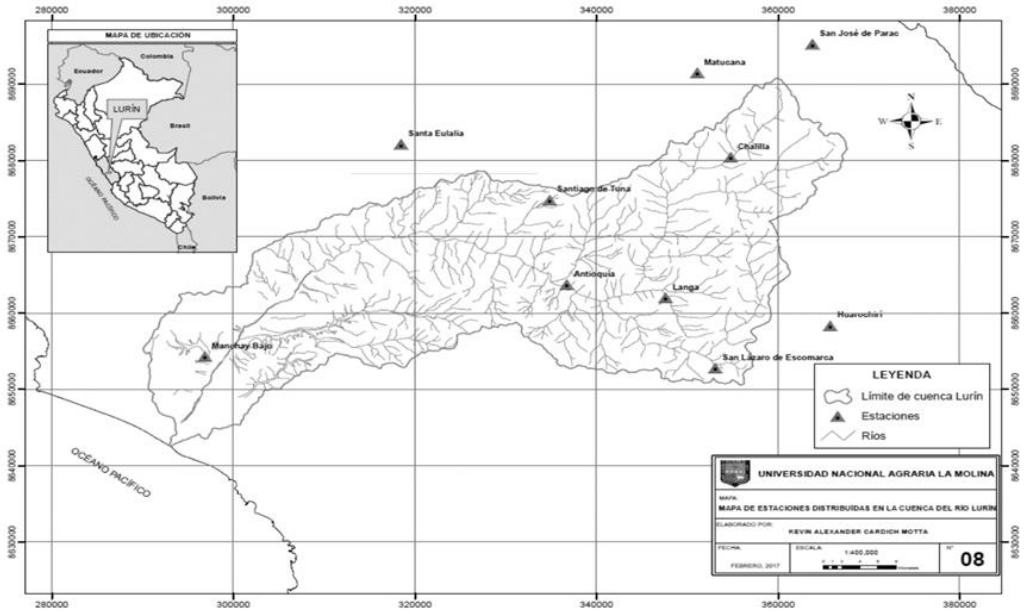


Figura 5.- Mapa con la ubicación de las estaciones pluviométricas en la cuenca del río Lurín

A partir del análisis de frecuencia de las precipitaciones máximas 24 horas, se obtuvieron las láminas de precipitaciones máximas (mm) calculadas en cada estación pluviométrica para periodos de retorno de 100 años, 200 años y 500 años, respectivamente. La tabla 2, muestra los resultados del análisis de frecuencia realizado mediante al ajuste a funciones teóricas de distribución probabilística.

Tabla 2.- Lámina de precipitaciones máximas (mm) calculadas en cada estación pluviométrica para periodos de retorno de 100 años, 200 años y 500 años, respectivamente.

Estacion Pluviometrica	Función de distribucion teorica ajustada	TR100	TR200	TR500
Manchay Bajo	Log Normal	20,2	25,1	32,6
Santa Eulalia	Log Pearson III	43,7	50,1	58,5
Antioquia	Gumbel	43,5	48,6	55,3
Matucana	Gumbel	34,5	37,5	41,5
Langa	Gumbel	53,8	59,5	67,1
Stgo.tuna	Pearson III	66,1	71,6	78,7
Huarochiri	Gumbel	48,4	53,4	59,9
S.J Parac	Pearson III	36,1	38,1	40,6
Escomarca	Gumbel	61,5	67,7	75,7
Chalilla	Gumbel	52,8	57,1	62,9

MODELACIÓN HIDROLÓGICA

El modelo HEC-HMS es un modelo lluvia-escorrentía, que está diseñado para simular los hidrogramas de escorrentía que se produce en determinados puntos de la red fluvial como consecuencia de eventos de lluvia.

La funcionalidad de este modelo facilita el tratamiento de la información hidrológica gracias a que incluyen procedimientos diseñados para realizar la captura, almacenamiento, manipulación, análisis,

modelación y presentación de datos georreferenciados. El modelo HEC-HMS trabaja directamente con ArcGis y, más estrechamente con su extensión llamada HEC-GeoHMS.

La modelación hidrológica realizada utilizó el método lluvia – escorrentía desarrollado por el US Soil Conservation Service, cuyo parámetro Curva Número ha sido calculado por la Autoridad Nacional del Agua (ANA), perteneciente al Ministerio de Agricultura y Riego del Perú, a nivel nacional. La figura 6, muestra los valores de la curva numero calculada por la ANA para la cuenca del rio Lurín.

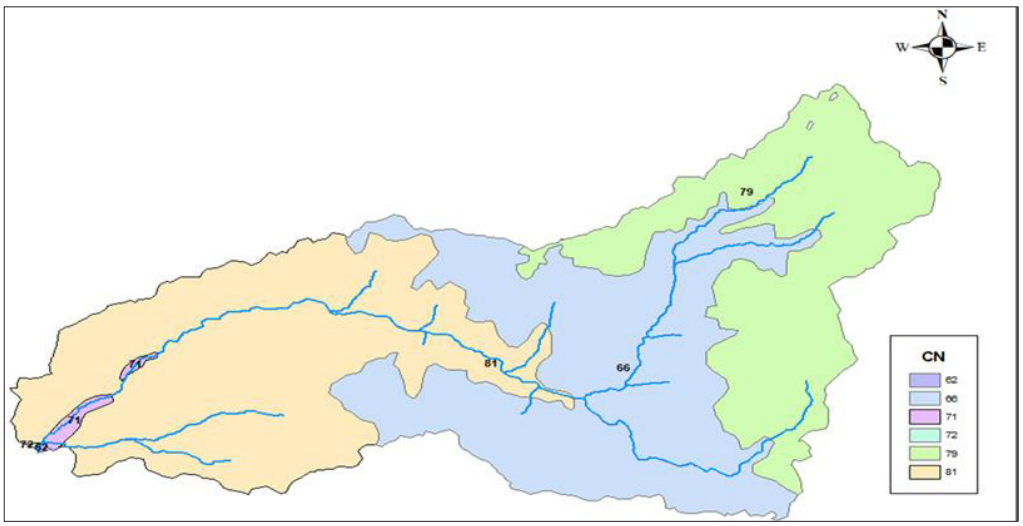


Figura 6.- Valores de Curva Número, según la Autoridad Nacional del Agua

Fuente: http://geo.ana.gob.pe/arcgis/rest/services/SERV_CURVA_NUMERO/MapServer

La figura 7, muestra la topología ingresada al modelo HEC-HMS. Se consideraron 09 sub-cuencas representativas de la cuenca del río Lurín.

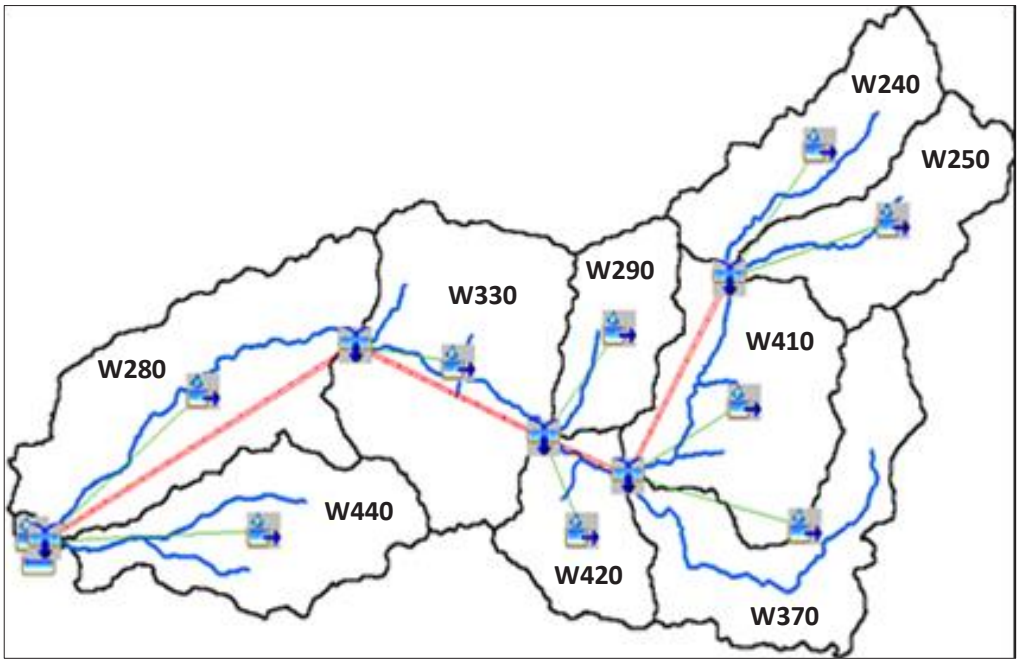


Figura 7.- Modelo de la cuenca del río Lurín en HEC-HMS.

- CALIBRACION DEL MODELO HIDROLOGICO

En vista que no se cuenta con registros de caudales máximos instantáneos en la cuenca del río Lurín, la calibración del modelo hidrológico fue realizada mediante la comparación entre los caudales simulados y los caudales establecidos en el documento 'Estudio Hidrológico-Meteorológico en la

Vertiente del Pacífico del Perú con fines de Evaluación y Pronóstico del Fenómeno El Niño para Prevención y Mitigación de Desastres', desarrollado por el Consorcio BCEOM-SOFI CONSULT S.A – ORSTOM y aprobado por el Ministerio de Economía y Finanzas (1999).

La calibración del modelo hidrológico se consiguió principalmente con la variación del valor de curva número propuesto por la ANA. Dicha variación estuvo en un rango de +/- 4%, para alcanzar un porcentaje de error máximo del 10%, entre los caudales simulados con el programa HEC-HMS y los calculados por el estudio realizado por el Consorcio BCEOM-SOFI CONSULT S.A – ORSTOM (1999).

La Tabla 3, presenta el valor de la curva numero adoptado para cada sub-cuenca y el rango de los valores mínimo y máximo de Curva Numero propuestos por la ANA.

Tabla 3.- Curva número por sub-cuenca utilizada para la calibración del modelo hidrológico en base a un rango de valores establecido de curva número propuestos por la Autoridad Nacional del Agua.

Sub-Cuencas	Curva Numero (ANA)	Valor Min	Valor Max	Curva Numero calibrado
W440	79,6	76,6	82,6	81.6
W280	80,3	77,3	83,3	81.7
W330	74,1	71,1	77,1	76.3
W290	70,3	67,3	73,3	69.8
W420	67,5	64,5	70,5	66.5
W370	71,6	68,6	74,6	68.7
W410	70,4	67,4	73,4	67.3
W250	75,9	72,9	78,9	73.2
W240	76,2	73,2	79,2	74.2

Los resultados de los caudales simulados con el programa HEC-HMS, comparado con los registrados por el estudio realizado por el Consorcio BCEOM-SOFI CONSULT S.A – ORSTOM, así como el porcentaje de error obtenido para los periodos de retorno de 100 años, 200 años y 500 años, se presentan en la tabla 4.

Tabla 4.- Resultados obtenidos mediante simulación realizada con el programa HEC-HMS, comparado con los registrados por el estudio realizado por el Consorcio BCEOM-SOFI CONSULT S.A – ORSTOM.

Periodo de Retorno (años)	Caudal simulado Hec-HMS (m3/s)	Caudal calculado Estudio Consorcio (m3/s)	Error relativo (%)
100	97,4	104	6,3
200	127,3	120	6,1
500	152,6	143	6,7

MODELACIÓN HIDRÁULICA

La modelación hidráulica se realizó mediante el modelo HEC-RAS 2D, debido a que la versión bidimensional, es útil cuando se modelan ríos, como es el caso del río Lurín en la parte baja, cerca de su desembocadura al mar, donde el agua discurre en extensas planicies de muy baja pendiente.

Con el uso del programa HEC-GEORAS, a partir del levantamiento topográfico a detalle realizado entre las bocatomas Mejorada y Jatosisa, se generó el modelo digital de elevaciones (MDE). La figura 8, muestra el MDE y las secciones transversales para realizar la simulación hidráulica bidimensional, para los periodos de retorno de 100 años, 200 años y 500 años, respectivamente.

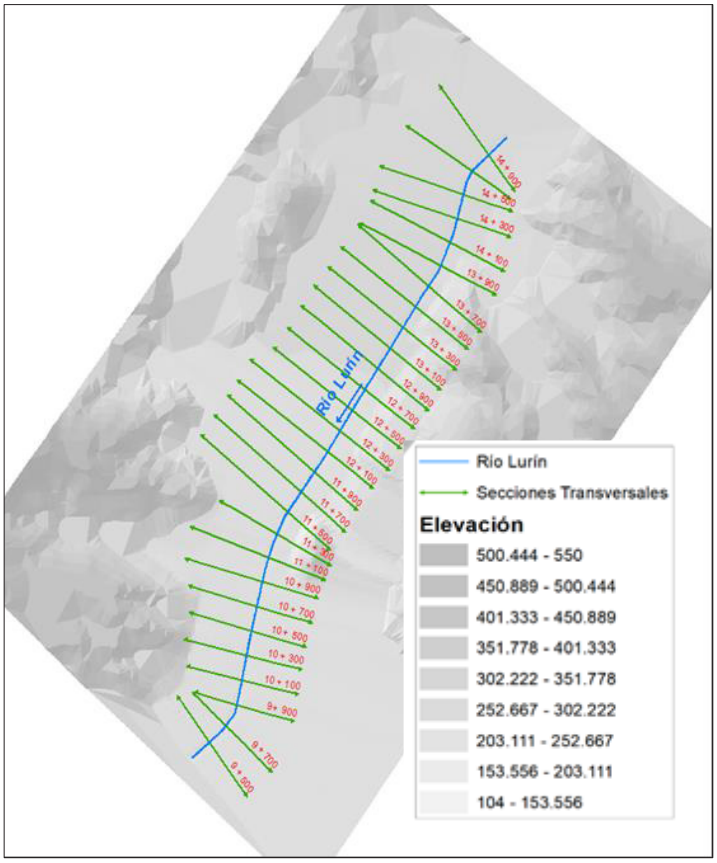


Figura 8.- Secciones transversales obtenidas mediante levantamiento topográfico del tramo en estudio

La calibración del modelo hidráulico no se pudo realizar por falta de información de las profundidades de agua en el río, esto último debido a los eventos de avenidas producidos por El Niño durante los meses de verano del 2017. En la foto de la figura 9, se aprecia la estación hidrométrica Puente Manchay, al mes después de ocurridos los eventos de avenidas antes mencionados. Como se puede apreciar, se encontrada desprovista de la mira con la cual se realizaba las lecturas de los niveles del río.

Figura 9.- Fotografía de la estación hidrométrica puente Manchay en el río Lurín.

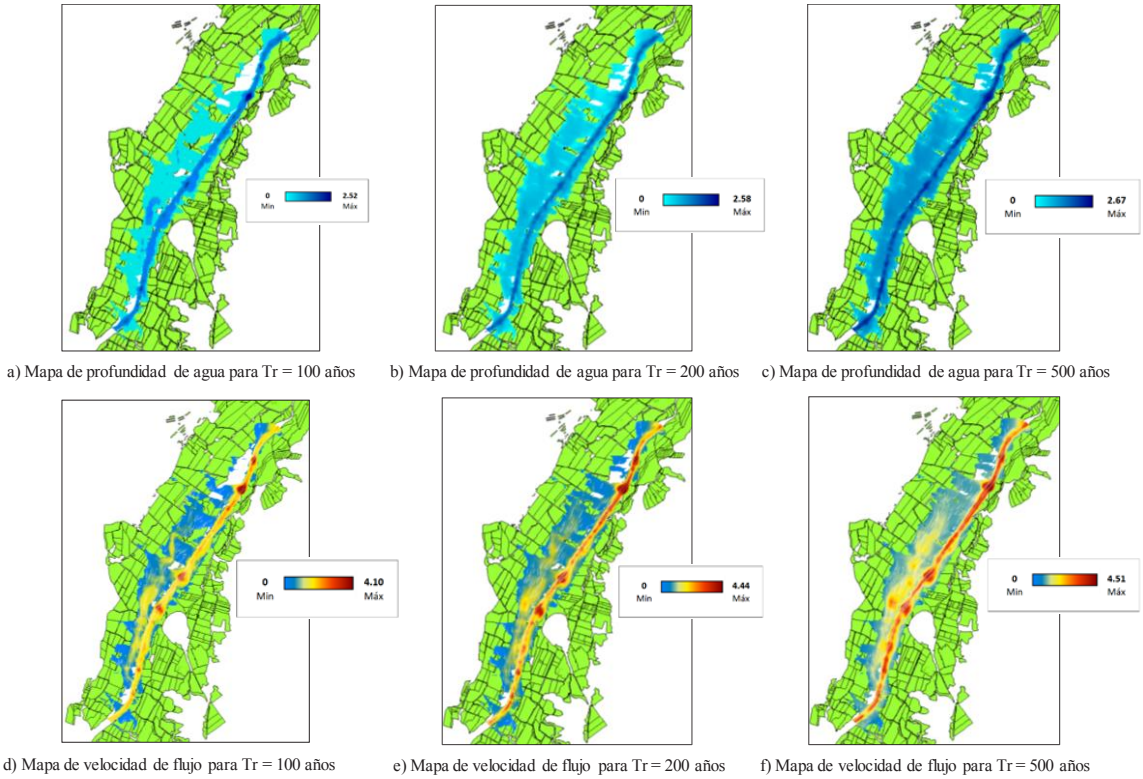
Los resultados de la simulación hidráulica en términos de profundidad de agua máxima (m), velocidad del flujo máxima (m/s), esfuerzo de corte máximo (N/m^2) y cantidad de área inundada (ha), se presentan en la tabla 5.

Tabla 5.- Profundidad de agua máxima (m), velocidad del flujo máxima (m/s), esfuerzo de corte máximo (N/m^2) y cantidad de área inundada (ha) para periodos de retorno de 100 años, 200 años 500 años

Periodos de retorno	Profundidad de agua máxima (m)	Velocidad de flujo máxima (m/s)	Esfuerzo de corte máximo (N/m2)	Area inundada total (ha)
100	2,5	4,1	490,1	149
200	2,6	4,4	550,7	174
500	2,7	8,6	630,2	189

En la siguiente figura 10, se presenta de manera gráfica los resultados de la profundidad de agua (m) y velocidad del flujo (m/s) en el tramo de estudio para periodos de retorno de 100 años, 200 años y 500 años, respectivamente.

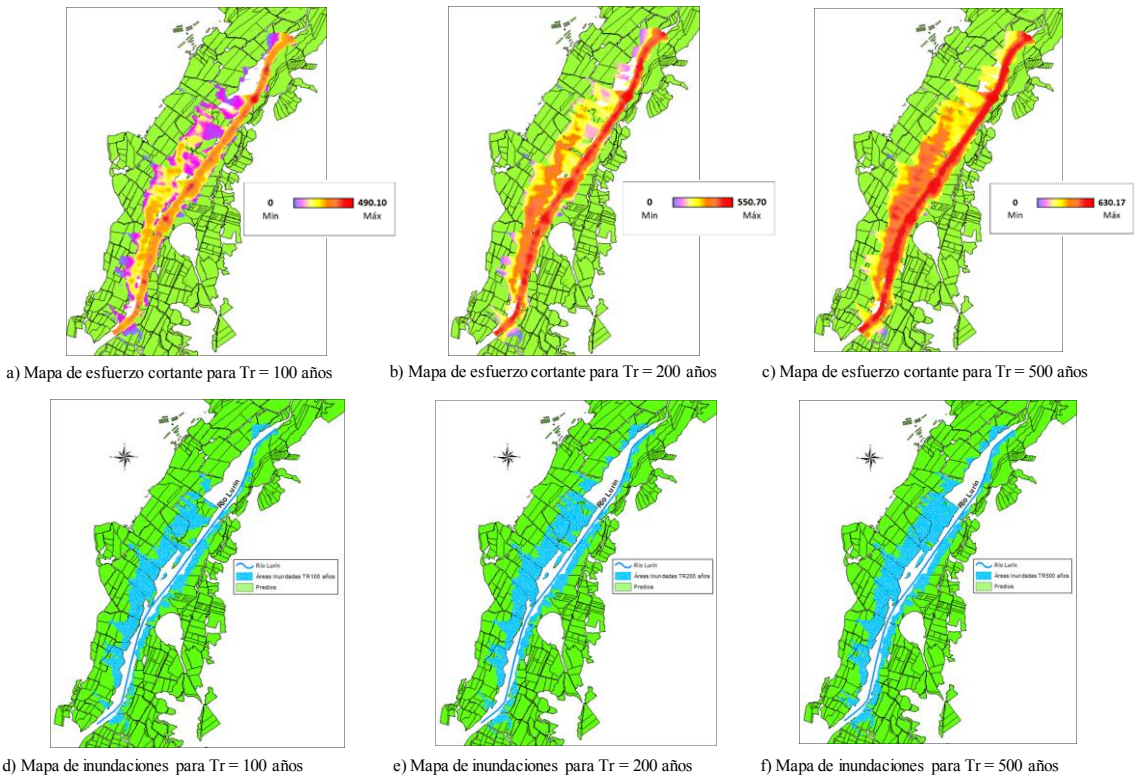
De agua forma, la figura 11, presenta manera gráfica los resultados del esfuerzo de corte (Newton/m^2) y área de inundación (ha) en el tramo de estudio para periodos de retorno de 100 años, 200 años y 500 años, respectivamente.



a) Mapa de profundidad de agua para Tr = 100 años b) Mapa de profundidad de agua para Tr = 200 años c) Mapa de profundidad de agua para Tr = 500 años

d) Mapa de velocidad de flujo para Tr = 100 años e) Mapa de velocidad de flujo para Tr = 200 años f) Mapa de velocidad de flujo para Tr = 500 años

Figura 10.- Mapas de profundidad de flujo para periodos de retorno de 100 años (a), 200 años (b), 500 años (c) y velocidad de flujo para periodos de retorno de 100 años (d), 200 años (e) y 500 años (f).



a) Mapa de esfuerzo cortante para Tr = 100 años b) Mapa de esfuerzo cortante para Tr = 200 años c) Mapa de esfuerzo cortante para Tr = 500 años

d) Mapa de inundaciones para Tr = 100 años e) Mapa de inundaciones para Tr = 200 años f) Mapa de inundaciones para Tr = 500 años

Figura 11.- Mapas de esfuerzo cortante para periodos de retorno de 100 años (a), 200 años (b), 500 años (c) y áreas de inundación para periodos de retorno de 100 años (d), 200 años (e) y 500 años (f).

La mayor inundación del valle del río Lurín, se produjo el día 16/marzo/2017. El día 31/marzo/2017, se realizó una inspección de parte de la zona en estudio comprendida entre la bocatoma Mejorada y Jatosisa, con el objeto de evaluar la magnitud del área de inundación. Esta actividad se realizó en compañía de dirigentes de la Junta de Usuarios del Sector Hidráulico Lurín y de comuneros de la zona. En las fotos de la figura 12, se aprecia la evaluación de las huellas o marcas del agua dejadas por la inundación. Mediante la comparación con los resultados de la simulación hidráulica realizada, se puede mencionar que por lo menos la máxima avenida ocurrida durante el mes de marzo/2017, tuvo un periodo de retorno de 200 años.

El área agrícola total (predios codificados) dentro del área de estudio comprendida entre las bocatomas Mejorada y Jatosisa era de 527 ha y por otra parte, el valor monetario por hectárea agrícola en la zona de estudio es de $20 000 US dólares, dicho valor fue estimado por la Junta de Usuarios del Sector Hidráulico de Lurín en conformidad al Título III, Capítulo I del Reglamento Nacional de Tasaciones (Tasación de predios rústicos, predios eriazos y otros bienes agropecuarios).

En base a lo anterior, la tabla 6, muestra un estimado de la cantidad de área bajo riego perdida, su respectivo porcentaje con respecto al área total y el costo de las áreas bajo riego perdidas por la inundación de marzo del 2017 en millones de US dólares.

Figura 12.- Fotos de la inspección realizada al área de estudio el día 31/MARZO/2017, con el objetivo de evaluar las huellas o marcas de agua dejadas por la inundación producida por la avenida del 16/MARZO/2017.

Tabla 6.- Cantidad de área bajo riego perdida, su respectivo porcentaje con respecto al área total y el costo de las áreas bajo riego perdidas por la inundación de marzo del 2017 en millones de US dólares.

Periodo de retorno (años)	Area bajo riego perdidas (ha)	Porcentaje de area bajo riego perdida (%)	Costo de areas perdidas por inundacion (Mill. US $)
100	149	28,3	2,9
200	174	33,0	3,4
500	189	35,9	3,7

CONCLUSIONES

- Se realizó la modelación de las máximas avenidas en la cuenca del río Lurín mediante el modelo HEC-HMS y la modelación hidráulica del tramo de estudio mediante el modelo HEC-RAS 2D, para periodos de retorno de 100 años, 200 años y 500 años, respectivamente.
- La calibración del modelo hidrológico fue realizada mediante la comparación entre los caudales simulados y los caudales establecidos en el documento 'Estudio Hidrológico-Meteorológico en la Vertiente del Pacífico del Perú con fines de Evaluación y Pronóstico del Fenómeno El Niño para Prevención y Mitigación de Desastres', desarrollado por el Consorcio BCEOM-SOFI CONSULT S.A – ORSTOM y aprobado por el Ministerio de Economía y Finanzas (1999).
- Considerando la magnitud del área de inundación generada por el evento de máxima avenida producida el 16/marzo/2017, se puede mencionar que por lo menos corresponde a un periodo de retorno de 200 años.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

Autoridad Nacional del Agua, Ministerio de Agricultura del Perú. (2010). *Estudio de máximas avenidas en las cuencas de la zona centro de la vertiente del Pacífico*. Lima, Perú. 185 p.

Aparicio, F. (1989). *Fundamento de Hidrología de Superficie*. México. Editorial Limusa S.A. 291 p.

Breña-Puyol y Jacobo. (2006). *Principios y Fundamentos de la Hidrología Superficial*. Universidad Autónoma Metropolitana. México. 287 p.

Chereque W. (1989). *Hidrología para Estudiantes de Ingeniería Civil*. Pontificia Universidad Católica del Perú. 236 p.

Chow, V.T. Maidment, D.R. Mays, L.W. (1996). *Hidrología Aplicada*. Bogotá. Ed McGraw – Hill. 583 p.

Consorcio BCEOM-SOFI CONSULT S.A – ORSTOM. (1999). *Estudio Hidrológico-Meteorológico en la Vertiente del Pacífico del Perú con fines de Evaluación y Pronóstico del Fenómeno El Niño para Prevención y Mitigación de Desastres*, Ministerio de Economía y Finanzas del Perú.

Dueñas, C. (1997). *Marco normativo vigente ante el riesgo de inundaciones, en Jornadas Parlamentarias sobre prevención de riesgos relacionados con el agua: VI- La protección civil ante el riesgo de inundaciones*. Cámara del Senado. Madrid.

Fattoreli, S. (2011). *Diseño Hidrológico*. México, 2º Edición en español, 548 p.

Feldman, A.D. (2000). *Hydrologic Modelliing System HEC-HMS. Technical Reference Manual*. U.S. Army Corps of Engineers. Hydrologic Engineering Center. Davis. 155 p.

Instituto Nacional de Recursos Naturales. 2004. *Estudio Hidrológico de la Cuenca del Río Lurín*. Lima, Perú. 200 p.

Linsley, R. (1975). *Hidrología para Ingenieros*. Bogotá. McGraw-Hill Latinoamérica S.A. Segunda Edición. 357 p.

López y Mintegui. (1987). *Hidrología de Superficie*. Escuela de Técnica Superior de Ingenieros de Montes. Madrid, España. Editorial Salazar. 222 p.

Martin, J. (2003). *Ingeniería Fluvial*. Barcelona. Ediciones UPC. 210 p.

Molina, M. (1975). *Hidrología*. Lima. PUBLIDRAT. Universidad Nacional Agraria La Molina. 201 p.

Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2008). *Manual de hidrología, hidráulica y drenaje*. Lima, Perú. 222 p.

Organización Meteorológica Mundial. (2011). *Guía de prácticas Hidrológicas. De la medición a la Información Hidrológica*. Ginebra. Volumen 1. 324 p.

Organización Meteorológica Mundial. (2011). *Guía de prácticas Hidrológicas. Gestión de Recursos Hídricos y aplicación de prácticas Hidrológicas*. Ginebra. Volumen 2. 330 p.

Rocha, A. (1990). *Transporte de Sedimentos aplicado al Diseño de Estructuras Hidráulicas*. Consejo Departamental de Lima del Colegio de Ingenieros del Perú. Colección del Ingeniero Civil. 30 p.

Stedinger, J. (1993). *Análisis de Frecuencia de Eventos Máximos*. Manual de Hidrología. Nueva York. Ed McGraw-Hill. 18.1-18.66 p.

Wilches, S. (2001). *Estudio de las propiedades de invariancia de las precipitaciones puntuales en el departamento de Antioquía*. Universidad Nacional de Colombia. 172 p.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

MODELADO HIDROLÓGICO DISTRIBUIDO Y CONTINUO EN CUENCAS DE CÓRDOBA (ARGENTINA) – RESULTADOS PRELIMINARES

Juan F. Weber, Santiago Baigorri Ocampo
Laboratorio de Hidráulica, departamento de Ingeniería Civil, Facultad Regional Córdoba, Universidad Tecnológica Nacional. Argentina jweber@frc.utn.edu.ar

RESUMEN:

En el marco de un proyecto de investigación cuyo objetivo es cuantificar, a través del modelado hidrológico, el impacto hidrológico a largo plazo de los incendios forestales en cuencas de la región serrana de la provincia de Córdoba (Argentina), se presentan los resultados preliminares de la simulación continua de una cuenca representativa de la región con el ampliamente difundido modelo SWAT (Soil and Water Asessment Tool). La cuenca seleccionada, la del río grande en Ume Pay (tributario del río Tercero) cuenta con el registro simultáneo de precipitaciones y caudales diarios más extenso de la provincia, lo que la hace el mejor caso de estudio para la aplicación y calibración de un modelo hidrológico continuo en territorio cordobés. El modelo preliminar toma sus parámetros de la base de datos de parámetros de SWAT. Los resultados fueron contrastados con los caudales diarios observados, mostrándose un buen desempeño del modelo. Esta simulación servirá como punto de partida para la futura calibración del modelo.

ABSTRACT:

The preliminary results of the continuous simulation of a basin representative of the mountain region of Cordoba are presented. This simulation was carried out with the widely spread SWAT model (Soil and Water Asessment Tool). This work is developed within the framework of a research project whose objective is to quantify, through hydrological modeling, the long-term hydrological impact of forest fires in basins of the mountain region of the province of Córdoba (Argentina). The selected basin, Rio Grande in Ume Pay (tributary of the Tercero river) has the simultaneous record of precipitations and daily flows more extensive of the province, which makes it the best case of study for the application and calibration of a continuous hydrological model in the territory of Cordoba. The preliminary model takes its parameters from the SWAT parameter database. The results were contrasted with the observed daily flows, showing a good performance of the model. This simulation will serve as a starting point for the future calibration of the model.

PALABRAS CLAVES: modelos hidrológicos; SWAT; simulación hidrológica continua

INTRODUCCIÓN

Un modelo hidrológico, en términos generales, busca representar los diferentes procesos involucrados en la distribución de la lluvia y la generación de caudales en una determinada cuenca. Los modelos pueden ser físicos, donde se representan a escala las cuencas reales, o matemáticos, los cuales parten de ecuaciones empíricas o conceptuales para representar la respuesta de la unidad hidrológica bajo diferentes condiciones hidrometeorológicas. (Weber et al, 2010).

El modelado hidrológico comienza a principios del siglo XIX utilizándose para el diseño de canales, redes de drenaje, presas, puentes, diques y sistemas de distribución de agua. Hasta mediados del siglo XX, el modelado hidrológico se limitó a tratar de explicar mediante expresiones matemáticas simples, los mecanismos individuales involucrados en los principales procesos del ciclo hidrológico. Entre ellos se pueden nombrar: el método racional, la curva de infiltración de Horton, los trabajos de Thornthwaite y Pennman para la estimación de la evapotranspiración, etc.

En la década de los 60, con el advenimiento de la revolución digital, se realizó el primer intento por representar casi en su totalidad al ciclo hidrológico en una cuenca. Surge así el Standford Watershed Model-SWM de Crawford y Linsley en 1966 (Singh, 1996). A partir de entonces, debido a la aparición de las herramientas informáticas en Hidrología, y al creciente poder de cálculo de las computadoras personales actuales, es posible plantear el modelado de la cuenca hidrológica a lo largo de extensos períodos de tiempo. Estos modelos, que permiten representar no sólo el proceso de transformación lluvia-caudal, sino también los de transporte vertical de agua (evaporación, evapotranspiración e infiltración), los almacenamientos temporarios y la variación del contenido de humedad del suelo de la cuenca (responsable esta última del comportamiento del flujo base) son denominados modelos continuos.

En los últimos años, se dispone con suma facilidad a través de la Internet de software de licencia libre y/o gratuita para el modelado continuo, como es el Sistema de Modelación Hidrológica del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos, conocido como HEC-HMS (HEC, 2000, 2006). Este sistema, a través del algoritmo denominado SMA (Soil Moisture Accounting) logra descontar las pérdidas de precipitación y a su vez representar los procesos de transporte vertical del agua, los almacenamientos temporarios y la variación del contenido de humedad del suelo. El aumento en el poder de cómputo de las modernas computadoras ha permitido ampliar el uso de los modelos hidrológicos distribuidos. Entre los continuos, merece especial atención SWAT (Soil and Water Asessment Tool).

SWAT (Arnold et al, 2012) es un modelo a escala de cuenca, desarrollado por el Dr. Jeff Arnold del Servicio de Investigación Agrícola de los Estados Unidos (ARS). SWAT fue desarrollado para predecir el impacto de las prácticas de manejo del suelo sobre el agua, los sedimentos y los rendimientos químicos para la agricultura en grandes cuencas complejas con diferentes tipos y usos del suelo y condiciones de manejo durante largos períodos de tiempo. Para satisfacer este objetivo, el modelo es de base física: en lugar de incorporar ecuaciones de regresión para describir la relación entre las variables de entrada y salida, SWAT requiere información específica sobre el clima, las propiedades del suelo, la topografía, la vegetación y las prácticas de manejo de la tierra que se aplican en la cuenca (Neitsch el al, 2011).

La región semiárida central del país, a la cual pertenece gran parte del sector serrano y noroeste de la Provincia de Córdoba, se caracteriza por la relativa escasez del recurso hídrico. Este hecho, sumado al crecimiento demográfico de las últimas décadas y al aumento de la dotación de agua por habitante, genera la necesidad de tener conocimiento pleno de los procesos hidrológicos dominantes, buscando no sólo representar el comportamiento en aquellos períodos con precipitaciones, responsables de las grandes crecidas, sino también en los períodos de estiaje.

El río Grande es uno de los tributarios del río Tercero (o Ctalamochita) (Figura 1). Tiene sus nacientes en la vertiente oriental de la Sierra de los Comechingones, en altitudes superiores a los 2000 msnm. Aporta su caudal al aprovechamiento hidroeléctrico Río Grande. Esta cuenca ha sido monitoreada a lo largo de décadas por la ex empresa Agua y Energía Eléctrica S.E. En particular, existen registros de caudales medios diarios en el río Grande, antes de su ingreso al embalse Cerro

Pelado (en Ume Pay) desde el año 1957. Esto lo transforma en el registro de caudales medios diarios más extenso que se haya recopilado en esta provincia. En conjunto con esta estación, existen siete estaciones pluviométricas en la cuenca (o en su vecindad) con registros extensos, el menor de ellos de 22 años. Esta información es de acceso público a través del Sistema Nacional de Información Hídrica mantenido por la Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación. La disponibilidad de esta información hace de la cuenca del río Grande en Ume Pay el mejor caso de estudio para la aplicación y calibración de un modelo hidrológico continuo en territorio cordobés. Sumado a esto, la amplia disponibilidad actual de productos de sensoramiento remoto (imágenes satelitales, modelos digitales de elevación, mapas de tipo y uso del suelo, etc.) sugieren el uso de un modelo hidrológico continuo y distribuido como SWAT con ese fin, en particular si se pretende estudiar la variabilidad de la respuesta hidrológica de la cuenca ante diversas alteraciones de la misma (incendios, forestación, etc.). Como resulta natural, el pre y posprocesamiento de esta información espacialmente distribuida se realizará a través de un Sistema de Información Geográfica (GIS) como QGIS (QGIS, 2013), el cual resulta aún más atractivo desde que se encuentra disponible QSWAT, una interfaz gráfica libre para SWAT basada en QGIS.

Figura 1.- Ubicación de la Cuenca del río Grande en Ume Pay

Si bien este grupo de trabajo ha comenzado a estudiar el impacto de los incendios forestales en la hidrología de eventos en las cuencas serranas (Weber et al, 2013) aún no se ha avanzado en la evaluación de ese impacto a largo plazo, esto es, en la hidrología de los procesos continuos. En Setiembre de 2013 (dentro del periodo de registros disponibles en la cuenca del río Grande) se registraron severos incendios forestales, cuyo impacto hidrológico debería evidenciarse en la posterior serie de caudales. Resulta atractivo evaluar estos procesos a partir de la disponibilidad de un modelo hidrológico distribuido y continuo calibrado para una cuenca serrana.

Como objetivo de este trabajo, se propone evaluar preliminarmente el desempeño del modelo SWAT aplicado a la cuenca del río Grande, como paso inicial hacia una posterior etapa de calibración y validación del mismo.

MODELO HIDROLÓGICO

Soil and Water Assesment Tool (Herramienta de asesoramiento en suelo y agua) es un modelo hidrológico de base física, simula el ciclo hidrológico mediante los distintos procesos que lo componen (Figura 2). Modela al ciclo hidrológico tanto a través del flujo superficial en la cuenca como en el flujo unidimensional en el cauce principal y sus tributarios. Además permite simular procesos de calidad del agua.

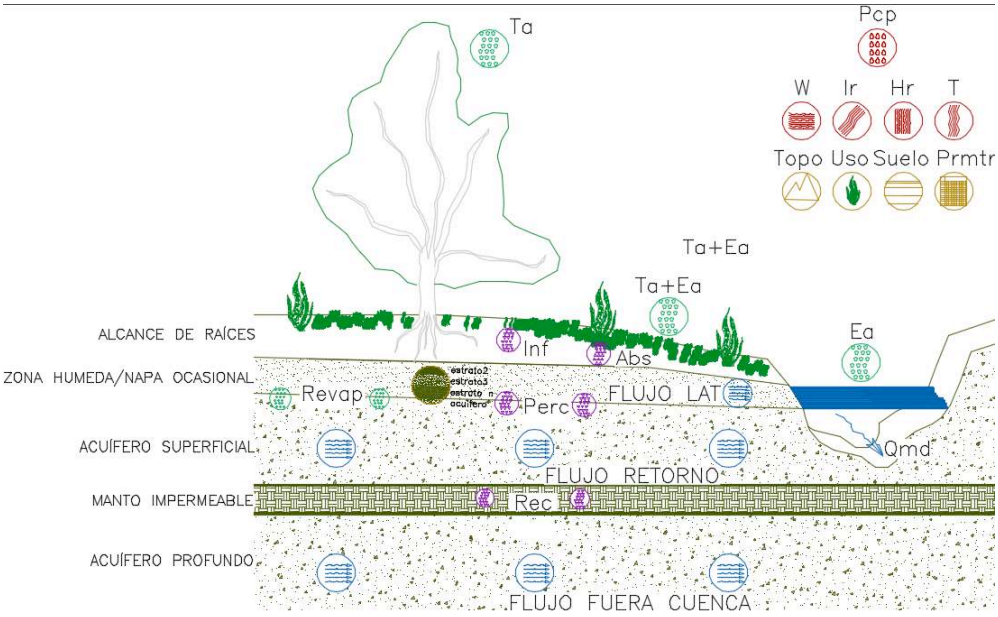


Figura 2.- Procesos del ciclo hidrológico en SWAT (adaptado de Neitsch et al., 2011)

El modelo SWAT en escala temporal se clasifica como continuo, ya que permite simular los procesos del ciclo hidrológico en periodos largos (meses o años). Permite además la distribución espacial de la información en zonas de menor tamaño a la cuenca. Inicialmente es posible dividir a la cuenca en subcuencas, esto permite diferenciar zonas dentro de la cuenca con distintas características. La información dentro de cada subcuenca es organizada mediante grupos de HRU (Unidades de Respuesta Hidrológica), estas son subdivisiones de menor tamaño a la subcuenca. Las HRU se clasifican y luego se aglutinan entre iguales, esto para caracterizar mejor a la subcuenca y lograr diferenciar zonas diferentes dentro de esta. El modelo simula los distintos procesos del ciclo hidrológico en cada HRU. Además el modelo organiza la información de cada subcuenca por clima, agua subterránea, vías de escurrimiento y drenaje de la subcuenca (Neitsch et al. 2011).

La simulación del ciclo hidrológico se efectúa mediante un balance entre los procesos representados. Esta es la base del modelo para simular otros procesos físicos y químicos, los cuales se ven afectados por el constante movimiento del ciclo hidrológico. En fase de terreno se mencionan: arrastre de sedimentos, de pesticidas, nutrientes y bacteria. Para la fase en conducción se mencionan: descargas y transporte de pesticidas, bacterias, nutrientes, etc.; esto en las vías principales de cada subcuenca o el cauce principal de la cuenca completa.

CASO DE ESTUDIO

La cuenca del río Grande está ubicada en la provincia de Córdoba, dentro del departamento Calamuchita ubicado al Sur-Oeste de la ciudad de Córdoba (Figura 1). Dentro de la cuenca se encuentran las localidades de Villa Yacanto, El Durazno, Los Vallecitos y en proximidades se encuentra Lutti. La superficie de la cuenca es de 592,7 km², su perímetro es de aproximadamente 175,5 km, el coeficiente de compacidad o Índice de Gravelius de Kc= 2,02, la mayor elevación alcanzada en la cuenca es de 2699 msnm y la menor es de 813 msnm. El centroide de la cuenca se encuentra en los 32,225° de latitud Sur y los 64,847° de longitud Oeste dentro de las Sierras de los Comechingones. Esta cuenca aporta su caudal en forma directa a la represa hidroeléctrica Río Grande, la cual lleva su nombre debido al cauce principal de la cuenca de estudio.

El río Grande nace en las alturas dentro de la cuenca homónima, al mismo aportan el río El Durazno y el río de las Letanías, los cuales son de régimen permanente, estos a su vez se encuentran alimentados por otros arroyos más pequeños. La cuenca hidrográfica del río Grande ha sido definida estableciendo como punto de cierre el aforo en la estación “Ume Pay”, esta es una estación medidora de niveles de agua en el cauce por medio de un limnígrafo. Luego estos niveles son convertidos en caudales mediante curvas altura-caudal (h-Q).

Caracterización geológica. La cuenca Rio Grande se encuentra sobre la formación geológica Sierra de Comechingones, según Radice et al. (2012) este complejo metamórfico está compuesto principalmente por metatexitas y diatexítas, de manera subordinada aparecen cuerpos de gneises biotíticos granatíferos, anfibolitas, filonitas, pequeños bancos de mármoles y cuerpos pegmatíticos graníticos. Por otro lado según ACA - INTA, (2003) la cuenca se encuentra ubicada dentro de la denominada Sierra Grande, ubicada al Oeste de la Sierra Chica. Esta sierra constituye una amplia faja de Norte a Sur, compuesta por un complejo sistema litológico. En las partes de baja altura predomina el complejo metamórfico (filitas, esquistos, gneis, anfibolitas y calizas) y en la parte central, más alta, dominan rocas graníticas de gran altura (cerro Champaquí 2790 msnm y los Gigantes 2374 msnm). La cuenca se encuentra sobre la vertiente oriental de esta formación, la cual es amplia y está constituida por una serie de escalones de falla. En este costado oriental la alteración del complejo metamórfico es profunda, debido a una mayor presencia de humedad y de planos de esquistosidad subverticales que favorecen a la penetración del agua entre láminas (meteorización profunda).

En las zonas altas graníticas, de mayor humedad, los suelos son someros, de texturas finas, con buenos contenidos de materia orgánica, y alto porcentaje de roca expuesta. Además existen zonas denominadas "Pampas", tales como la de Achala (2000msnm) y otras menores con cobertura eólica loéssica más reciente y suelos profundos como las de Yacanto.

Caracterización hidrográfica. El río Grande nace en la cuenca homónima a partir de la confluencia de los ríos de El Manzano, El Durazno y las Letanías, luego desemboca en el embalse río Grande o también conocido como Cerro Pelado (Figura 3). Su curso continúa a través del embalse Arroyo Corto, luego de este continúa en forma de cauce regulado hasta llegar al embalse Rio Tercero. A continuación de este último, aguas abajo, se encuentra el embalse compensador Piedras Moras desde donde surge el Río Tercero o Ctalamochita. Esta cuenca está constituida por 3 subcuencas principales y 2 de menor tamaño.

Caracterización climática. El clima en la provincia de Córdoba está caracterizado en su totalidad como templado, dada la pequeña diferencia de duración entre el día más largo en verano y el más corto en invierno. Por otro lado el posicionamiento del cordón serrano hace a la circulación de las masas de aire en el sentido NE-SO, por lo que se desplazan frentes fríos o cálidos del Sudoeste al Noreste y viceversa, esto genera abundantes precipitaciones en los meses más cálidos (ACA - INTA, 2003). Las mayores precipitaciones en la cuenca se dan a en las zonas de mayor altitud (Oeste), disminuyendo hacia las zonas de menor altura (Este), lo que pone de manifiesto la existencia de un proceso orográfico en el área. La precipitación media anual-areal en la cuenca es de 1178mm, para el periodo de registro entre los años 1993 a 2007 y 2008 a 2015.

Caracterización de la vegetación. La vegetación autóctona de la zona está vinculada al clima regido por alturas relativas. En una secuencia altitudinal se puede considerar que hasta los 1200 msnm domina el bosque serrano, luego un estrato intermedio (romerillal) que puede estar ausente y a mayores alturas el pastizal – gramineal, o césped de altura y bosquecillos de tabaquillo en quebradas escarpadas y protegidas (ACA - INTA, 2003).

Por otro lado, en cuanto a la vegetación no autóctona, debido a la esquistosidad y gran presencia de humedad se han observado hasta 5,00m de alteración, originando suelos con contactos paralíticos favorables a la penetración de raíces de coníferas y otros árboles adaptados climáticamente.

Información hidrológica. Las precipitaciones se obtuvieron a través de la página web de la Subsecretaria de Recursos Hídricos, perteneciente a la Secretaria de Obras Públicas de la Nación, desde su Base de Datos Hidrológica Integrada (BDHI). Estos datos fueron analizados para evaluar la coincidencia de periodos de registro entre estaciones, a los fines de obtener una amplia cobertura dentro de la zona de estudio, en conjunto con la información de caudales. La cuenca del río Grande cuenta con siete estaciones pluviométricas, de las cuales cuatro están ubicadas dentro la misma, mientras que las tres restantes se encuentran próximas a los límites de la cuenca (Figura 3).

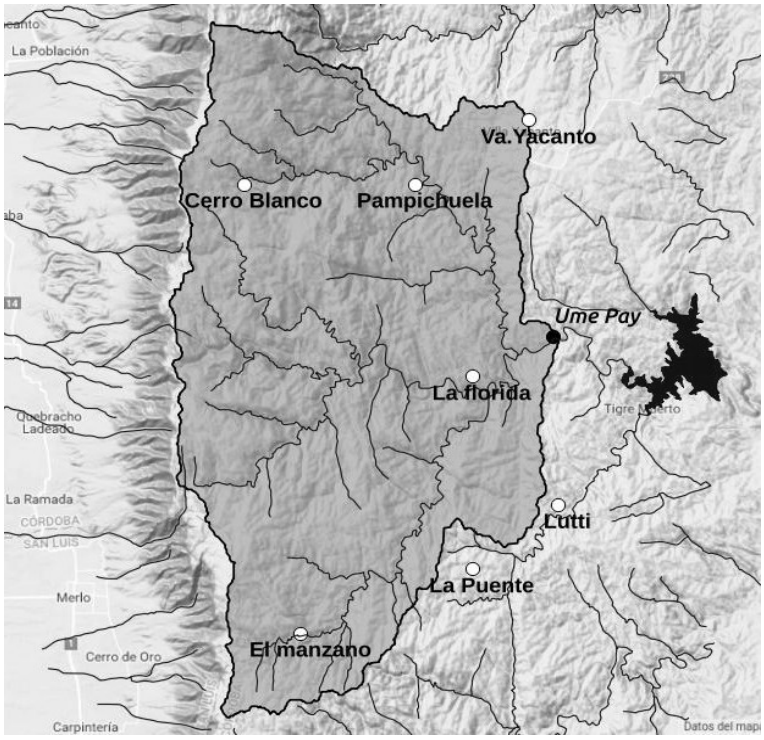


Figura 3.- Cuenca del río Grande en Ume Pay: ubicación de estaciones pluviométricas y limnimétrica

Al igual que los datos de precipitaciones, los registros de caudales fueron descargados del BDHI de la Secretaria de Recursos Hídricos. La estación de aforo "Ume Pay" se encuentra aguas abajo de la unión del río Grande con el Durazno (Figura 3). El dato registrado es el nivel de agua, el cual es medido por un limnígrafo. Las alturas registradas son transformadas en caudales mediante curvas h-Q obtenidas del aforo de la sección del cauce. Las curvas h-Q han sido corregidas año a año por la Secretaria de Recursos Hídricos, además se cuenta con curvas diferentes de acuerdo si el caudal es de estiaje o crecida. La estación Ume Pay ha registrado datos de caudales desde el año 1957 hasta la actualidad. Se analizo la calidad de la transformación h-Q, descartando periodos de calidad dudosa.

Información climática. Los datos climáticos correspondientes a: temperaturas máximas y mínimas, humedad relativa, radiación solar y velocidad del viento, fueron extraídos del sitio web del National Center for Enviromental Prediction's (NCEP) Climate Forecast System Reanalysis (CFSR) (Saha et al, 2010). La información está disponible en forma ininterrumpida a partir del año 1979 en una malla regular que, para la cuenca en estudio, dio lugar a cuatro estaciones a considerar.

Información satelital. La determinación de los distintos usos del suelo (cobertura vegetal) de la cuenca se realizó indirectamente a través del uso de imágenes satelitales. Para esto se utilizaron imágenes LandSat correspondientes a las misiones: 4-5 TM, 7 ETM y 8 OLI/TIRS.

Información topográfica. La topografía fue descripta por medio de un Modelo Digital de Elevaciones (MDE). Esta información fue obtenida de la Misión SRTM (Farr et al, 2007).

DESARROLLO

Procesamiento de la información. La información topográfica antes descripta fue reproyectada y recortada al área de interés mediante el Sistema de Información Geográfica QGIS (QGIS, 2013). Los caudales medios diarios publicados en la BDHI fueron recalculados y verificados previo a su uso, a los fines de evaluar la calidad y correspondencia con el dato publicado.

Se generaron mapas de cobertura vegetal (uso de suelo) a partir de la estimación del índice de vegetación normalizado (NDVI) con la información satelital antes descripta. En la Figura 4 pueden observarse estos mapas para las cuatro estaciones del año. A partir de este, y de información

de campo, se identificaron las siguientes clases: roca expuesta, pajonal bajo, monte, pajonal alto, bosque autóctono, bosque de pinos.

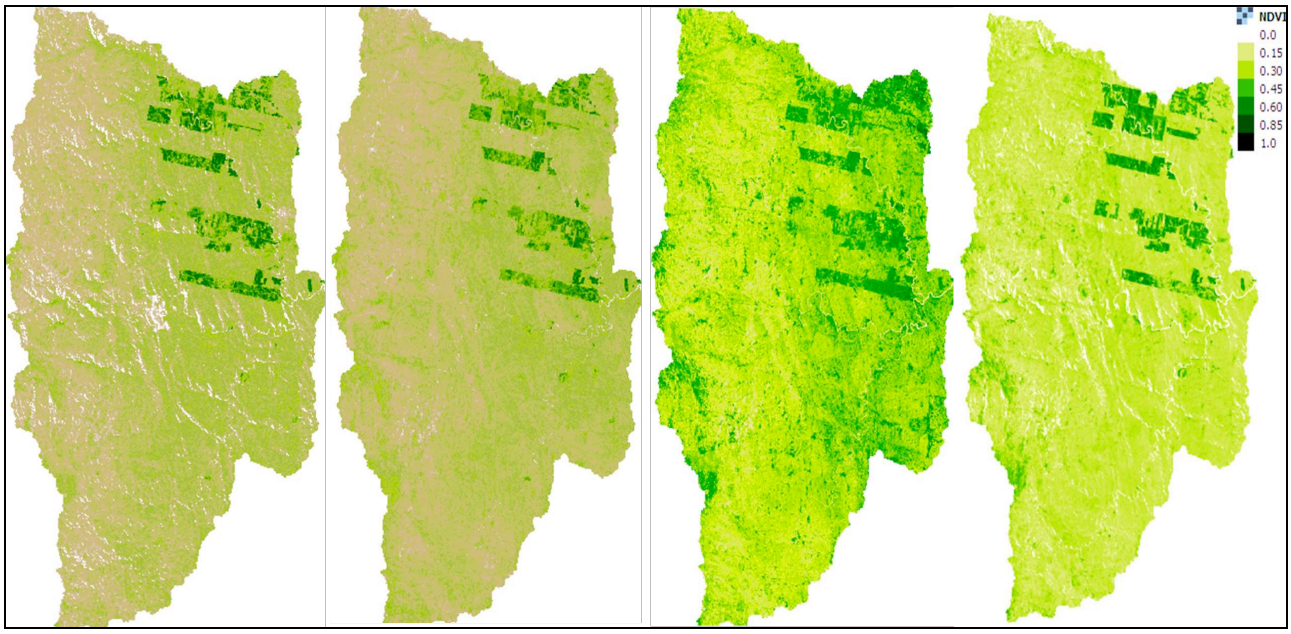


Figura 4.- Mapas de NDVI para las estaciones (de izquierda a derecha, invierno, primavera, verano y otoño)

Los mapas de tipo de suelo han sido elaborados en base a la información obtenida de las Cartas de Suelos del INTA, elaboradas en este caso para la provincia de Córdoba (ACA - INTA, 2003). Los suelos de la cuenca del río Grande han sido clasificados en su gran mayoría como Clase VII, de grandes limitaciones para su uso y en especial el cultivo. Generalmente está destinado a campos naturales de pastoreo o para bosques y refugio de la fauna existente. Son suelos con excesivo drenaje causado por una textura arenosa que acentúa la limitación climática de la zona. Entre ellos se encuentran: udorthentes líticos, hapludoles líticos y paralíticos, hapludoles énticos y roca.

A partir del análisis de superposición temporal de los registros pluviométricos y de caudales disponibles, se identificó un periodo común comprendido entre enero de 1993 y julio de 2014, con un faltante comprendido entre diciembre de 2007 y noviembre de 2008; y con cierta incertidumbre acerca de la calidad de los caudales del periodo enero de 1993 – septiembre de 2003. Por todo ello, se decidió tomar como futuro periodo de calibración del modelo el comprendido entre 9/2003 a 11/2007, tomando como periodo de precalentamiento (warm-up) 1/1998 - 9/2003, y como futuro periodo de validación 1/2011 – 7/2014 (con un warm-up de 12/2008 a 12/2010).

Aplicación del modelo SWAT. La implementación se realizó a través de la interfaz QSWAT, que permite la integración del modelo con el Sistema de Información Geográfica libre QGIS. La aplicación de QSWAT exige el cumplimiento de los siguientes pasos:

- Definición de cuenca y subcuencas: se realizó a través de la herramienta TauDEM incluida en el paquete QSWAT y en base a la información del SRTM antes descripta. Para la definición de las subcuencas se estableció un área umbral de 500 ha, generando 67 subcuencas (Figura 5). Dado que QSWAT exige un valor medio (areal) de precipitación por subcuenca, se aplicó el método de interpolación basada en distancia para la estimación de los valores mencionados en base a los registros y localización de las estaciones pluviométricas reales.

- Definición de las HRU: la unidad de cálculo hidrológico de SWAT es la Unidad de Respuesta Hidrológica (HRU). Surgen de la intersección de mapas categóricos de: uso del suelo o cobertura vegetal, subcuenca a la que pertenecen, tipo de suelo, pendientes del terreno, caracterización de la vía de drenaje. El proceso generó 1911 HRUs (29 por subcuenca en promedio).
- Definición del modelo hidrológico y elección preliminar de los parámetros. Para el cálculo de la evapotranspiración potencial (ETP) se seleccionó el método de Hargreaves (1975). Como método de pérdidas se utilizó el CN-SCS, con una actualización del valor de CN en base a los valores de la retención potencial máxima S. Cabe destacar que QSWAT incorpora una base de datos con valores por defecto de los parámetros que, en caso de no contar con información de calibración, y mediante una adecuada elección, permiten realizar la simulación. En este trabajo se han utilizado estos parámetros para evaluar el desempeño preliminar del modelo.
- Simulación preliminar. Una vez modificados los parámetros preliminares y actualizados en la base de datos de parámetros de SWAT, se procede a definir las condiciones de simulación del modelo. La corrida o simulación del modelo generado se hace desde el programa SWATEditor, es aquí donde se ponen en funcionamiento los motores de cálculo de SWAT. Como periodo de simulación se incluyó a los periodos de Warm Up y de Calibración, antes definidos. La simulación fue a paso diario. Como periodo de Warm Up se consideraron cinco años previos a la fecha de inicio del periodo de calibración. Como variables de salida se solicitaron todas las calculadas por SWAT, tanto de los procesos del ciclo hidrológico como las complementarias.

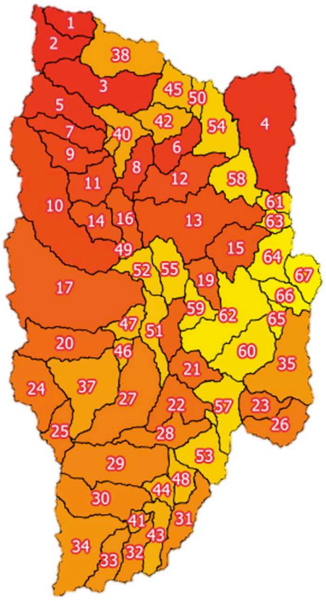


Figura 5.- Subcuencas identificadas por la herramienta TauDEM del paquete QSWAT

RESULTADOS

La simulación preliminar permitió obtener entre las variables de salida los caudales medios diarios del río Grande, los que fueron comparados con los registrados por la estación Ume Pay. El resultado de la comparación de hidrogramas (Figuras 6 y 7) permitió determinar que SWAT realizó una buena representación de los caudales medios diarios generados por la cuenca, esto se pudo observar mediante una simple comparación gráfica (Figuras 6 y 7) y por los indicadores estadísticos NSE (eficiencia de Nash-Sutcliffe) y R^2 (coeficiente de determinación de Pearson) (ecuaciones 1 y 2), quienes arrojaron valores de 0,71 y 0,84 respectivamente.

$$NSE = 1 - \frac{\sum \left(Q_i - Q_i^c\right)^2}{\sum \left(Q_i - \overline{Q}\right)^2} \quad (1)$$

$$R^2 = \frac{\sigma\left(Q_i, Q_i^c\right)}{\sigma\left(Q_i\right) \cdot \sigma\left(Q_i^c\right)} \quad (2)$$

en estas expresiones Q_i representan los valores observados del caudal medio diario, y Q^c_i esos mismos valores estimados por SWAT; Q la media de los caudales observados, $\sigma(x)$ el desvío estándar de la variable x, y $\sigma(x,y)$ la covarianza entre las variables x e y.

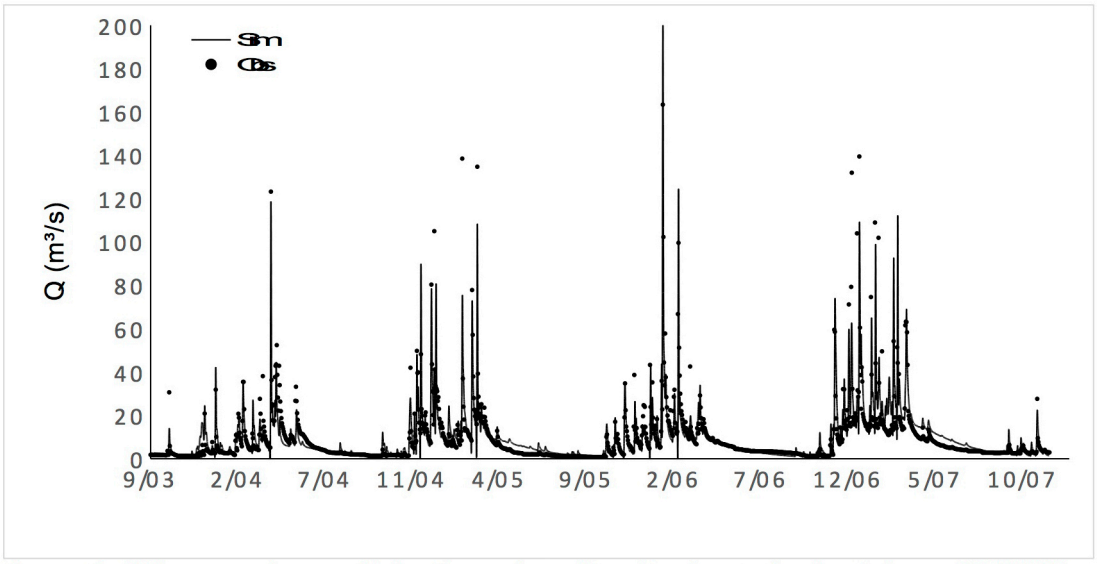


Figura 6.- Hidrograma de paso diario observado en Ume Pay (puntos) y simulado con SWAT (línea continua) – periodo 9/2003 – 11/2007

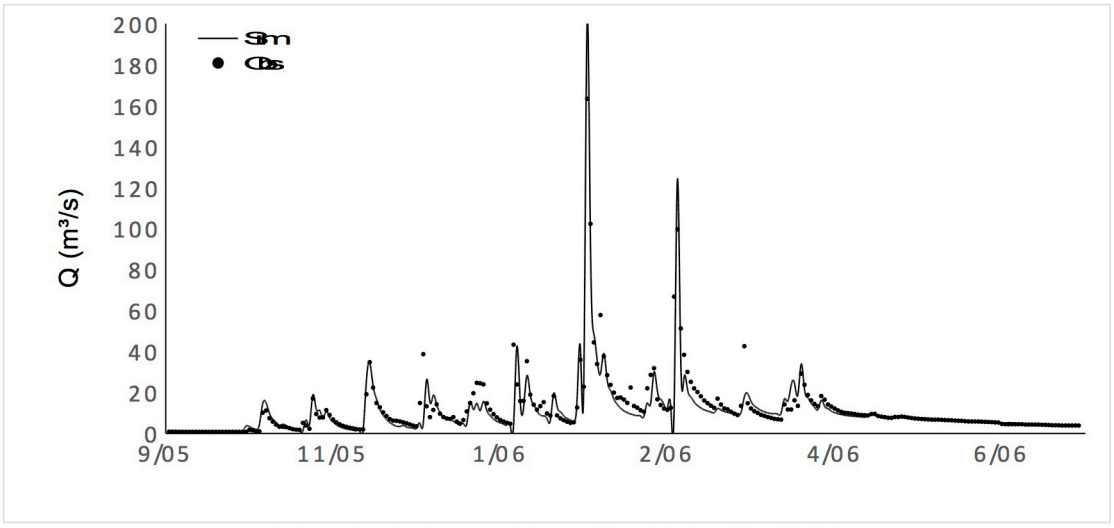


Figura 7.- Un detalle del año hidrológico 2005/2006.

En las figuras 8 y 9 se presentan los gráficos de dispersión de los caudales simulados por SWAT versus los caudales observados en Ume Pay: puede observarse cierta dispersión en los puntos obtenidos (en la Figura 9 puede apreciarse con mayor detalle el comportamiento en estiaje), debido por un lado a que en esta simulación preliminar no se ha realizado ningún ajuste de parámetros (se han utilizado los que forman parte de la base de datos estándar del programa), y por

otro lado a las incertidumbres propias de la representación de los procesos hidrológicos involucrados, junto a las incertezas en la medición de caudales.

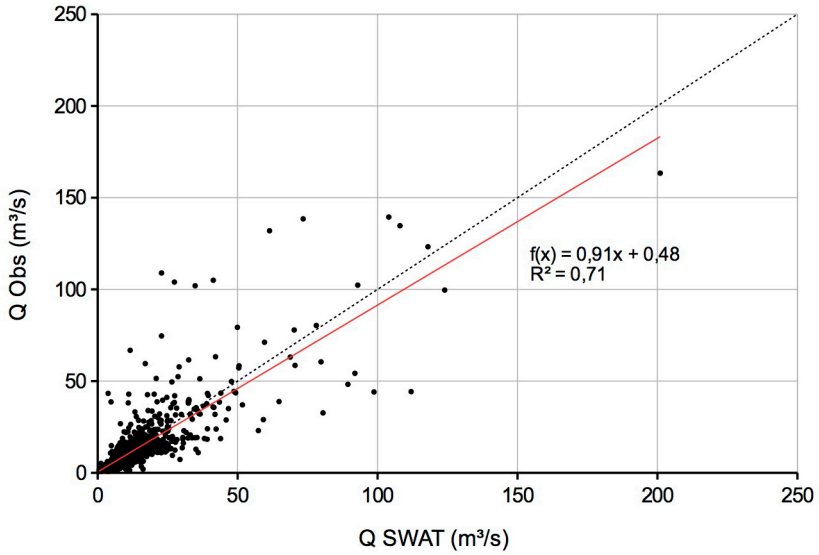


Figura 8.- Gráfico de dispersión de caudales simulados por SWAT versus caudales observados; la línea de puntos representa la función identidad; la línea roja un ajuste por regresión lineal, con su ecuación y su coeficiente de determinación

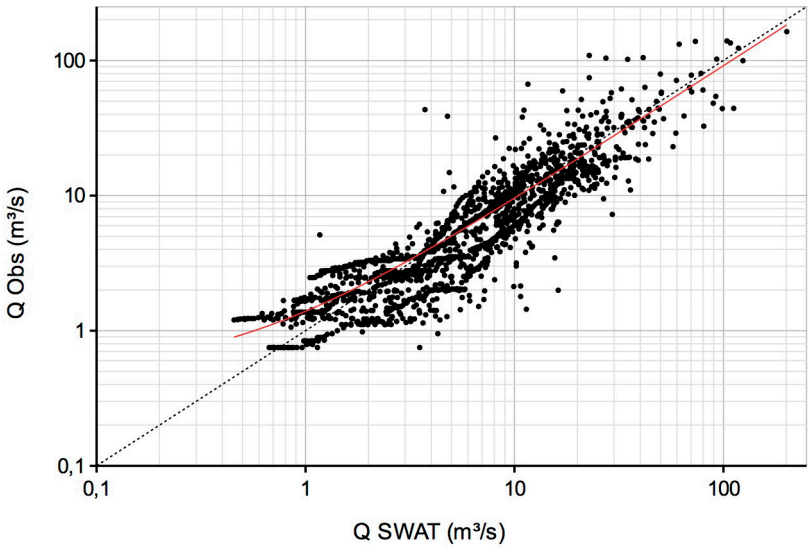


Figura 9.- Igual a la Figura 8, pero en escala doble logarítmica. Pude apreciarse con mayor detalle el comportamiento en estiaje

Entre las variables hidrológicas distribuidas que pueden obtenerse como resultado de la ejecución de SWAT, pueden listarse: evapotranspiración real, evapotranspiración potencial, contenido de humedad del suelo, percolación, escorrentía superficial, entre otras. En la Figura 10 se presentan, a título de ejemplo, los mapas de evapotranspiración real como láminas diarias (en mm) medias mensuales para el año hidrológico 2005-2006. Cabe destacar que estos mapas en realidad representan una variable de entidades discretas, ya que en realidad SWAT arroja un resultado único (homogéneo) por cada HRU, y por tanto, se asimilará más a una variable continua (como lo es en su naturaleza) a medida que aumente el número de HRUs, y por lo tanto, el costo computacional de la solución.

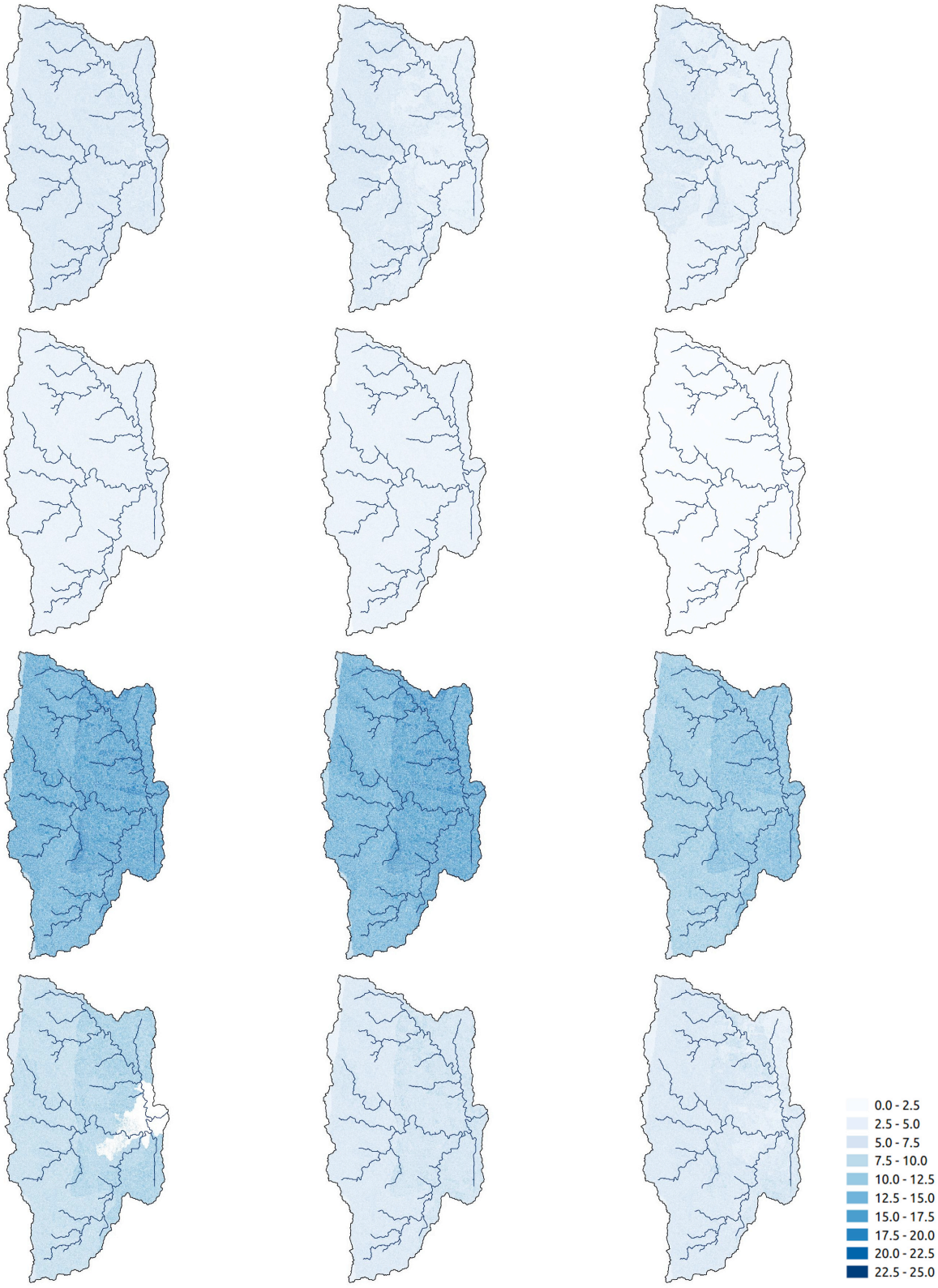


Figura 10.- Evapotranspiración real diaria (mm) promedio mensual en el año hidrológico 2005-2006 (de julio/05 a junio/06, de izquierda a derecha y de arriba a abajo) calculados por SWAT. Se superpone la red de drenaje para mayor claridad

CONCLUSIONES

Ha sido posible implementar el modelo SWAT en una cuenca de la región serrana de la provincia de Córdoba, recurriendo a las mejores fuentes de información disponibles en los distintos aspectos involucrados. Además, ha sido posible identificar periodos de precalentamiento, calibración y validación que se consideran adecuados para la prosecución de las investigaciones.

Si bien el modelo aún no ha sido calibrado, los resultados preliminares obtenidos utilizando la base de datos de parámetros por defecto provistos con el propio modelo, arrojan resultados alentadores: un coeficiente de correlación de Pearson de 0,84 y un coeficiente de eficiencia de Nash-Sutcliffe de 0,71.

Como etapa siguiente en el desarrollo de esta línea de trabajo, se plantea la identificación de los parámetros de mayor sensibilidad del modelo y su calibración.

Agradecimientos: a la Secretaría de Ciencia y Tecnología de la Universidad Tecnológica Nacional por el financiamiento recibido a través del proyecto UTN 4779.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Agencia Cordoba Ambiente SE y Instituto Nacional de Tecnologia Agropecuaria – Estación Experimental Agropecuaria Manfredi, (2003). *Recursos Naturales de la provincia de Córdoba. Los suelos. Nivel de reconocimiento*. Escala 1:50000. Córdoba: s.n.

Arnold, J. G., Moriasi, D. N., Gassman, P. W., Abbaspour, K. C., White, M. J., Srinivasan, R., ... & Kannan, N. (2012). "SWAT: Model use, calibration, and validation". *Transactions of the ASABE*, 55(4), 1491-1508.

Farr, T. G., et al. (2007), "The Shuttle Radar Topography Mission", *Rev. Geophys*., 45, RG2004, doi:10.1029/2005RG000183.

Hargreaves, G. H. (1975). "Moisture availability and crop production". *Transactions of the ASAE*, *18*(5), 980-0984.

HEC. (2000) *Hydrologic modeling system HEC–HMS: Technical reference manual*. Hydrologic Engineering Center, U.S. Army Corps of Engineers.

HEC. (2006) *Hydrologic modeling system HEC–HMS: User's manual* (Version 3.1.0). Hydrologic Engineering Center, U.S. Army Corps of Engineers.

Neitsch, S.L.; Arnold, J.G.; Kiniry, J.R.; Williams, J.R. (2011). *Soil and Water Assessment Tool Theoretical Documentation* Version 2009. Texas Water Resources Institute.

QGIS Development Team. (2013). *QGIS geographic information system*. Open Source Geospatial Foundation Project.

Radice, S., Arangue, J., Fagiano, M.R. Y Pinotti, L.P., (2012). "Análisis petrológico estructural del basamento encajonante del Batolito Cerro Áspero , Sierra de Comechingones , Córdoba". *Serie correlación geológica*, vol. 28, no. n° 2, pp. 9-22.

Saha, S., Moorthi, S., Pan, H.L., Wu, X., Wang, J. et al, (2010). "The NCEP climate forecast system reanalysis". *Bulletin of the American Meteorological Society*, vol. 91, no. 8, pp. 1015-1057. ISSN 00030007. DOI 10.1175/2010BAMS3001.1.

Singh P.V. (1996) *Computer models of watershed hydrology*. Water Resources Publications.

Weber, J. F., Dasso, C. M., Jorquera, E. (2010). "Desarrollo y calibración de un modelo hidrológico de simulación mixta". *Mecánica Computacional*, Vol. XXIX No. 39, pp. 4013-4037. Asociación Argentina de Mecánica Computacional, Buenos Aires. ISSN: 1666-6070.

Weber, J. F., Stehli, P. T., Jorquera, E. (2013). "Modelación matemática del impacto hidrológico de incendios en una cuenca de las sierras de Córdoba". *Primer Congreso Iberoamericano de Protección, Gestión, Eficiencia, Reciclado y Reúso del Agua* – CIPGER 2013. Del 9 al 11 de mayo de 2013, Córdoba.

IAHR AIIH
XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

CARACTERIZACIÓN EXPERIMENTAL DEL IMPACTO DE LOS INCENDIOS FORESTALES EN LA CAPACIDAD DE INFILTRACIÓN DE SUELOS DE CÓRDOBA (ARGENTINA)

Juan F. Weber[a], Santiago M. Reyna[b]
a Laboratorio de Hidráulica, departamento de Ingeniería Civil, Facultad Regional Córdoba, Universidad Tecnológica Nacional. Argentina jweber@frc.utn.edu.ar
b Departamento de Hidráulica, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Universidad Nacional de Córdoba, Argentina santiago.reyna@unc.edu.ar

RESUMEN:

En el contexto de un proyecto de investigación cuyo objetivo es la cuantificación del impacto de los incendios forestales en la capacidad de infiltración en cuencas de la provincia de Córdoba (Argentina), se llevó a cabo una campaña de medición con el objeto de caracterizar experimentalmente el problema. Se cuantificó la capacidad de infiltración en cinco parcelas experimentales en condiciones pre-incendio y post-incendio, ante una misma intensidad de lluvia simulada. Como instrumento se utilizó un simulador de lluvia desarrollado por este equipo de trabajo. Las mediciones se instrumentaron en forma electrónica. Adicionalmente se estableció e implementó una metodología para la medición de la capacidad de intercepción vegetal de las especies presentes. En todos los casos se observaron reducciones significativas de la capacidad de infiltración post-incendio, del orden, en promedio, del 30%. Estos resultados confirman la hipótesis de investigación planteada.

ABSTRACT:

In the context of a research project whose objective is the quantification of the impact of forest fires on the infiltration capacity in basins of the province of Córdoba (Argentina), a measurement campaign was carried out in order to characterize experimentally this problem. The infiltration capacity was quantified in five experimental plots in pre-fire and post-fire conditions, with the same intensity of simulated rain. As an instrument, a rain simulator (developed by this work team) was used. The measurements were instrumented in electronic form. Additionally, a methodology was established and implemented for the measurement of the canopy interception capacity of the present species. In all cases, significant reductions in post-fire infiltration capacity were observed, of order, on average, of 30%. These results confirm the research hypothesis.

PALABRAS CLAVES: infiltración; simulador de lluvia; incendios forestales

INTRODUCCIÓN

Los incendios en la cobertura vegetal son causados por el hombre o por la naturaleza. El fuego, si bien es un componente natural en algunos ecosistemas, puede considerarse como un factor de disturbio debido al fuerte impacto que ejerce sobre los componentes estructurales del sistema. Sus efectos se observan en distintos niveles, siendo las serranías y el pie de monte las áreas más susceptibles de ser afectadas por la erosión, cuando el suelo ha sufrido ese disturbio.

En la provincia de Córdoba por las características climáticas y régimen de precipitaciones, entre los meses de junio a setiembre se suceden numerosos incendios coincidiendo con la época de sequía de la zona (Figura 1). Estos incendios tienen diversos orígenes y se ven potenciados e influenciados por la presencia humana y sus condiciones naturales (baja humedad relativa, ocurrencia de heladas, vientos fuertes con orientación predominante norte-sur y abundancia de material combustible).

Figura 1.- Incendio forestal. Sierras de Córdoba (http://blog.nuestroclima.com)

El impacto hidrológico de los incendios

Una consecuencia hidrológica obvia de los incendios es que éstos destruyen la cubierta vegetal, reducen la hojarasca acumulada o ambos a la vez con sus consiguientes efectos en la pérdida de la intercepción vegetal (Neary et al, 2005). Es uno de los mayores cambios producidos por los incendios en las respuestas hidrológicas de primeras tormentas de verano de corta duración y alta densidad después de la temporada de incendios.

Los efectos del fuego en las propiedades de los suelos deben ser evaluados teniendo en cuenta la compleja matriz orgánica e inorgánica constituyente de los mismos. La magnitud de los cambios que ocurren durante el fuego depende fuertemente de factores como nivel de severidad del fuego, la combustión y transferencia de calor, magnitud y altura del suelo que se quema, proximidad de cada estrato del suelo con la superficie del mismo y las temperaturas que se necesitan para que cada propiedad del suelo cambie.

Un efecto que suele presentarse ante la ocurrencia de incendios es la aparición del suelo hidrófobo. La creación de suelos con repelencia al agua implica procesos físicos y químicos. Es importante en la modificación de los aspectos físicos tales como la infiltración y el movimiento del agua en los suelos.

La propiedad de infiltración del suelo a menudo es alterada cuando el fuego destruye la vegetación y la hojarasca que cubren a una cuenca. Cuando la combustión ha sido lo suficientemente grave como para exponer al suelo desnudo, la infiltración puede ser reducida. La disminución de la infiltración produce un aumento del flujo superficial y en consecuencia el aumento del caudal de descarga (Neary, 2011).

Otros procesos hidrológicos como la evapotranspiración, el almacenamiento subterráneo, el flujo base y la producción de sedimentos también se ven alterados por los incendios, pero su análisis escapa al alcance de este estudio.

OBJETIVOS

Como objetivo general de esta línea de investigación se plantea caracterizar el impacto de los incendios forestales en el proceso de infiltración en suelos de cuencas hídricas de Córdoba. Para ello, resulta necesaria la caracterización experimental de este impacto, mediante la realización de experimentos controlados.

En base a la experiencia desarrollada por este grupo de trabajo (Weber y Reyna, 2017), se ha concluido en la conveniencia de la realización de estos ensayos in situ, aprovechando la portabilidad del sistema de simulación de lluvia y de medición.

Bajo esta premisa, se establece como objetivo de este trabajo, describir experimentalmente el impacto del fuego en la capacidad de infiltración de los suelos de Córdoba, comparando la capacidad de infiltración de estos suelos en condiciones pre y post-incendio, mediante el uso de un simulador de lluvia.

MATERIALES Y MÉTODOS

La medición de la capacidad de infiltración se determinó en forma indirecta a partir de la medición del escurrimiento superficial producto de una lluvia simulada de intensidad conocida. Para esto último se utilizó un simulador de lluvia portátil, denominado como Tipo B, que surgió de una modificación del simulador de lluvia original, también desarrollado en el Laboratorio (denominado Tipo A), con el que se realizó una amplia campaña de medición de la capacidad de infiltración de los suelos de Córdoba (Weber et al 2011).

Cabe destacar que el simulador Tipo B ha sido exitosamente utilizado en laboratorio (Weber y Reyna, 2016), pero limitaciones operativas llevaron a evaluar su aplicación a campo, como aquí se describe.

Las partes que componen el simulador de lluvia (tipo B) (Figura 2) son:

- La estructura: construida con perfiles para estantería, formando un prisma de 2,0 m de alto y 0,5 m de lado.
- El sistema de alimentación: está conformado por dos tanques, una bomba y un filtro de agua.
- El sistema de lluvia: consta de una red realizada con conectores tipo "T", unidos por trozos de manguera. Los formadores de gotas son agujas hipodérmicas que se introducen en los conectores. La malla formadora de gotas puede colocarse a diferentes alturas, permitiendo variar la carga, obteniendo diferentes intensidades de lluvia simulada.
- El sistema de puesta en régimen: conformado por una bandeja interceptora que se coloca entre el sistema de lluvia y la muestra de suelo. Evitando que se altere el contenido de humedad durante la puesta en régimen.
- El sistema de medición de intensidad: se utiliza la bandeja interceptora. La misma posee una descarga que escurre a un vaso graduado.
- El sistema de recolección del escurrimiento superficial: sobre el lado excavado de la parcela de suelo se coloca una bandeja de descarga, la misma direcciona el agua hacia el instrumento para medir el escurrimiento superficial.

Las ventajas del ensayo en campo frente al ensayo en Laboratorio explorado anteriormente (Weber y Reyna, 2017) se pueden resumir en:

- Requiere muy poco esfuerzo físico.
- La cubierta vegetal del área seleccionada no se verá modificada por la falta de luz solar.
- Produce muy poca alteración en el suelo ensayado
- La preparación de la parcela para el ensayo se hace de manera rápida

- La cantidad de herramientas y elementos para el ensayo es menor que la utilizada en Laboratorio.

Figura 2.- Simulador de lluvia Tipo B instalado en campo

Aún así, el trabajo en campo conlleva algunas desventajas, entre las que se pueden citar:

- Las condiciones climáticas limita la cantidad de días con la posibilidad de realizar ensayos.
- Se deben tomar las correspondientes precauciones para evitar el efecto del viento sobre el experimento (Figura 6).
- Hay un tiempo adicional en el traslado de herramientas y equipo hacia la zona.
- No es posible pesar el suelo ensayado ni obtener datos de percolación del mismo.
- Los servicios pueden no estar al alcance.

Arreglo experimental: El arreglo experimental (Figura 3) consta de un simulador de lluvia de baja presión (A) -cuyos formadores de gotas son agujas hipodérmicas-, alimentado por un banco de bombeo (I), que descarga su precipitación simulada sobre una parcela de 50 x 50 cm, la cual está confinada lateralmente para asegurar la unidimensionalidad del flujo.

El escurrimiento superficial generado se conduce a una canaleta colectora que descarga en un recipiente montado sobre una balanza electrónica que permite registrar la masa de agua acumulada a un intervalo de tiempo prefijado. Previo al inicio del ensayo se mide la intensidad de la lluvia recolectando la precipitación en una bandeja colectora (D) en forma volumétrica. Despreciando otros fenómenos, la infiltración acumulada se obtiene como diferencia entre la precipitación, la intercepción vegetal y el escurrimiento acumulados.

El equipamiento de medición utilizado incluye: una balanza electrónica (de 6 kg x 1 g), con puerto de comunicaciones USB, para el registro del escurrimiento superficial; un sensor de humedad volumétrica de suelo, electrónico de tipo resistivo, también con comunicación USB; y un termómetro infrarrojo (pirómetro) para la medición de la temperatura de quema.

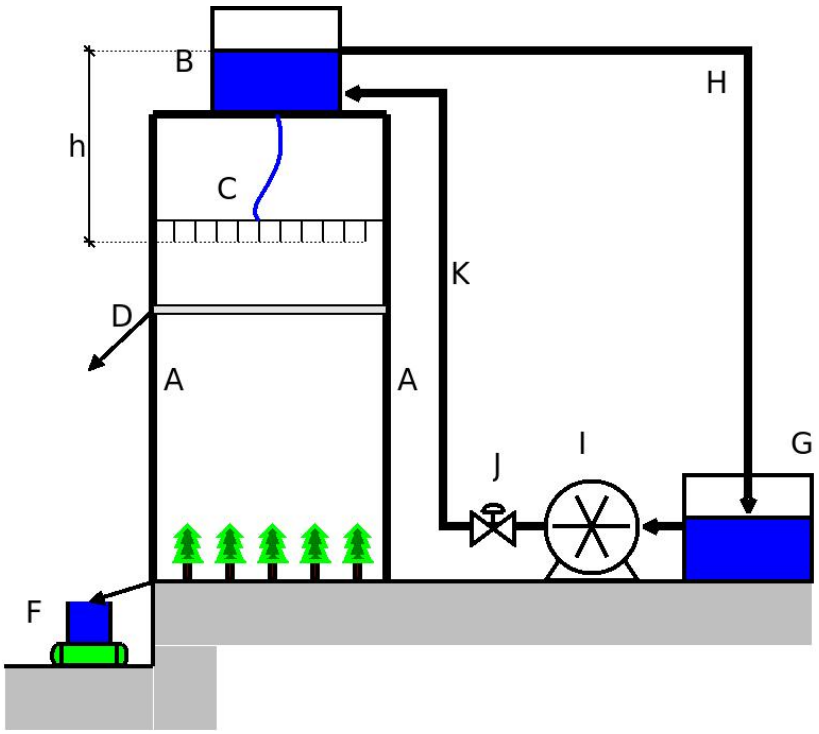


Figura 3.- arreglo experimental

Para la cuantificación del impacto del fuego, se realizaron dos ensayos, denominados pre-incendio y post-incendio, sobre la misma parcela, bajo intensidades de lluvia similares, registrando la variación en el escurrimiento observado.

Instalación, puesta a punto y uso del equipo en campaña: a tal fin, se desarrollan los siguientes pasos:

Excavación del pozo de medición e hincado de chapas laterales (Figura 4): La parcela de ensayo se materializa con el hincado de chapas de confinamiento las que se hincan en el suelo en forma vertical, alrededor de 10 cm de profundidad. Asimismo, en el lado libre se ubica la bandeja colectora del escurrimiento. Las juntas con las chapas se toman con suelo cemento y la junta con la bandeja colectora se toma con sellador siliconado, asegurándose que no se produzcan sobreelevaciones que entorpezcan el flujo hacia la bandeja. Sobre uno de los lados de la parcela es necesario realizar una excavación de aproximadamente 70 x 70 cm de 50 cm de profundidad para instalar la balanza que registrará el escurrimiento superficial y también para instalar el sensor de humedad, que se introducirá horizontalmente hasta el centro de la parcela. La cara expuesta del suelo a ensayar se cubre de un baño de parafina para su impermeabilización (Figura 5).

Instalación del simulador de lluvia y cierre con cortina cortavientos (Figura 6): A diferencia de los ensayos en Laboratorio, en los ensayos en campo, se debe tener en cuenta la acción perjudicial del viento. Para contrarrestarla, se le adicionó al simulador una mampara cortaviento consistente en una cortina plástica.

Puesta en régimen del simulador de lluvia: se coloca la bandeja interceptora (D) (Figura 3), que evitará que precipite sobre la parcela mientras el simulador de lluvia se pone en régimen, y además se utilizará para la medición de la intensidad de la lluvia generada. Se llena el tanque inferior (G), se pone en funcionamiento la bomba (I) y gradualmente se abre la válvula (J) lo cual permitirá que el nivel del agua suba en el tanque superior (B) y comience la alimentación a la parrilla de formadores de gotas (C), los cuales comenzarán a precipitar sobre la bandeja interceptora (D). Al alcanzar el agua en el tanque (B) el nivel del desborde (H), se establece el retorno, y se fija la posición de la válvula (J), logrando el sistema el estado estacionario.

Figura 4.- Excavación del pozo de medición e hincado de chapas laterales

Figura 5.- Instrumentación del ensayo y parafinado de la cara libre

Figura 6.- Simulador de lluvia con cortina cortavientos instalada

Medición de la intensidad de lluvia generada: un vez alcanzado el régimen, se mide en forma volumétrica el caudal escurrido por la bandeja interceptora (D); a partir del área de la misma, se establece la intensidad de la precipitación generada. Esto mismo se realiza al finalizar el ensayo, para verificar que esta intensidad se ha mantenido constante en el tiempo.

Realización del ensayo: se extrae la bandeja interceptora (D) y al mismo tiempo se inicia la medición con la balanza electrónica, registrando la masa de agua escurrida superficialmente. Simultáneamente también se inicia el registro del sensor de humedad de suelo. El ensayo finaliza cuando se ha alcanzado una tasa de escurrimiento relativamente constante, lo que para los tipos de suelos loéssicos ensayados se alcanza entre los 60 y 90 minutos. Para finalizar, se instala nuevamente la bandeja interceptora (D) y se paran los instrumentos de registro.

Desmontaje de la estructura: se desmonta la estructura del simulador de lluvia y se retiran los instrumentos de medición, dejando instaladas las chapas de confinamiento y preservando la parcela para el ensayo post-incendio.

Ensayo post-incendio: luego de algunos días, los necesarios para alcanzar un estado de humedad inicial equivalente al del ensayo preincendio, se aplica una quema controlada mediante un lanzallamas (Figura 7), se deja enfriar la superficie de la parcela, se montan nuevamente la estructura del simulador y los instrumentos de medición, y se repite el proceso antes indicado.

Figura 7.- Parcela quemada

Intercepción vegetal: La capacidad de intercepción vegetal fue cuantificada mediante el método de humectación artificial. En este método el especimen a ensayar se pesa, y manteniéndolo sobre la balanza se humecta mediante un rociador, agregando agua hasta alcanzar el peso máximo posible. La diferencia de peso representa la capacidad de intercepción de ese especimen, en g.

Para cada espécimen en estudio, se capturaron fotografías cenitales con dimensiones de referencia. Luego, mediante un programa de procesamiento digital de imágenes, se rectificó y escaló la imagen y se detectó la máscara correspondiente al área foliar (Figura 8) la que fue medida en función de la escala del píxel. Finalmente, el volumen de agua retenido por el follaje dividido el área foliar da como resultado la capacidad de intercepción como lámina (en mm).

El procedimiento se aplicó reiteradas veces a cada especimen, para garantizar la repetibilidad de los resultados, previo secado del follaje.

Figura 8.- Procesamiento digital de imágenes para la determinación del área foliar

Caracterización edafológica: Se determinó el contenido de humedad gravimétrico por extracción de muestras in situ y secado en estufa. Se extrajeron muestras representativas para la determinación de: granulometría (por cribado e hidrometría), peso unitario, y ajuste de parámetros del sensor de humedad.

DESARROLLO

Se decidió trabajar en la zona ubicada al norte del ejido urbano de la ciudad de Alta Gracia, en la urbanización Villa Juana que a la fecha está aún en sus primeras etapas de obra y por lo tanto presenta la ventaja de mostrar las condiciones típicas de los campos ubicados al piedemonte de la vertiente oriental de las Sierras Chicas (Figura 9).

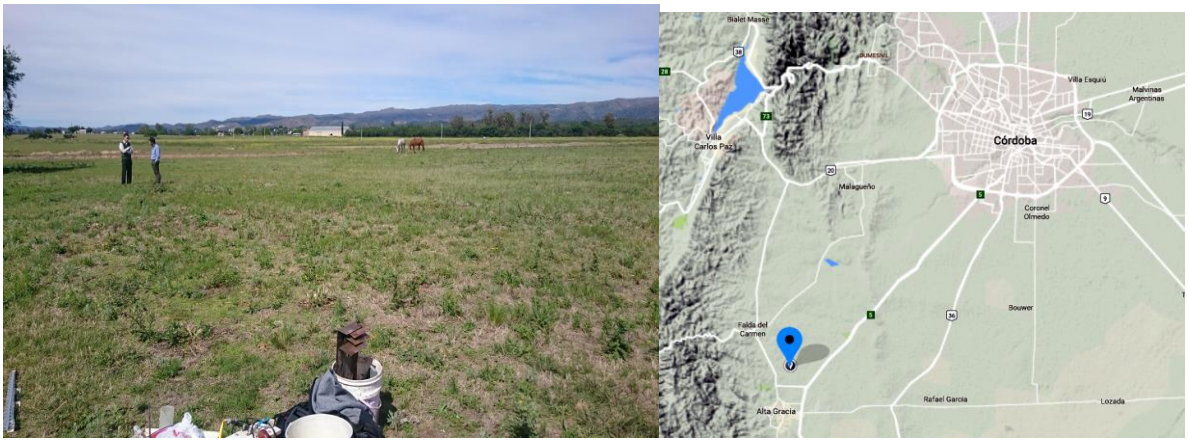


Figura 9.- Sitio de ensayo (izquierda) y su ubicación (derecha)

Características generales de los ensayos: Se realizaron cinco ensayos dobles (pre y post-incendio, ver 3.1.2), a distancias comprendidas entre 1,50 y 4,00 m, denominados ensayos 1 a 5, en un sector con una cobertura vegetal relativamente sana, y con servicios al alcance. Los ensayos se realizaron entre finales del 2016 y mediados del 2017.

En cada sitio de ensayo se realizaron los dos ensayos: preincendio y post-incendio, con el simulador de lluvia; se extrajeron tres muestras de suelo para la determinación del contenido de humedad inicial por el método de secado en estufa; y se realizó un ensayo de hidrofobicidad, bajo las mismas temperaturas de incendio que en el ensayo post-incendio. También se determinó la intensidad de lluvia generada. En todos los casos se utilizaron en los formadores de gotas, agujas hipodérmicas de diámetro 0,8 mm. La Tabla 1 presenta algunas características generales de los ensayos realizados.

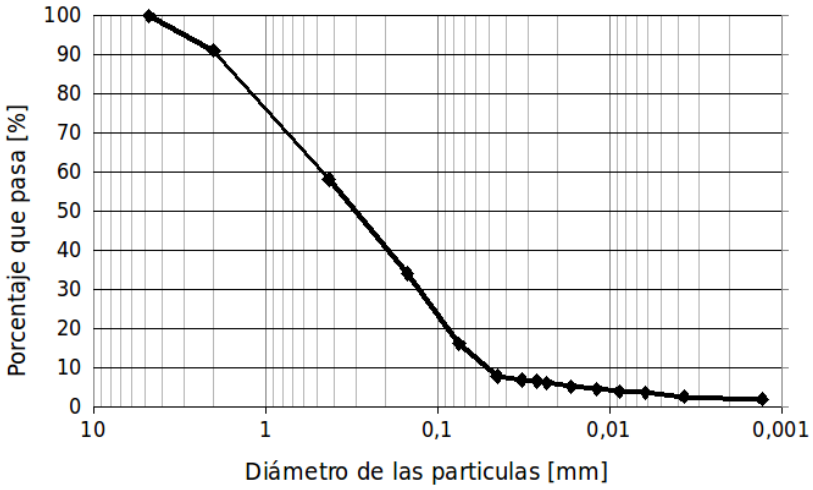


Figura 10.- Curva granulométrica del suelo de los sitios de ensayo

Tabla 1.- Características generales de los ensayos

Sitio	Ensayo	carga (cm)	i (mm/h)	Duración (hh:mm)	w (%)	Prof. sensor humedad (cm)
1	Pre-incendio	72	115	01:13	—	18
	Post-incendio	72	111,1	01:13	13,94	18
2	Pre-incendio	67	74,7	01:02	17,76	18
	Post-incendio	67	73,3	01:03	17,48	18
3	Pre-incendio	72	93,2	01:03	16,55	18
	Post-incendio	72	91,9	01:04	19,31	18
4	Pre-incendio	60	61,7	02:00	16,51	23
	Post-incendio	60	62,9	02:55	13,94	23
5	Pre-incendio	70	83,7	00:54	17,22	15
	Post-incendio	70	83,9	00:56	16,63	15

De acuerdo a la metodología indicada anteriormente, en los ensayos post-incendio se provocaron fuegos cuyas temperaturas medias sobre la superficie del suelo oscilaron entre 731 y 816 ºC, con dispersiones relativamente bajas (desvíos estándar de hasta 15 ºC).

La información adquirida en forma digital consistió en los registros de masa en la balanza electrónica (medición del escurrimiento superficial) y de la diferencia de potencial registrada por el sensor de humedad del suelo.

Mediciones en suelos: Se realizó una caracterización granulométrica de una muestra de suelo de 1000 g del sector de ensayos, tanto por análisis mecánico (tamizado) como hidrométrico, obteniéndose la curva de la Figura 10. Puede apreciarse que el d_{50} de la muestra es aproximadamente 0.3 mm, correspondiente a las arenas finas. A partir de cuatro muestras indisturbadas de masas comprendidas entre 461 y 1095 g, se determinó el peso unitario, el que arrojó valor de 1, 50 ± 0, 05 kg/dm³ para un contenido de humedad (gravimétrica) de 8,1 %.

Se determinó la curva de calibración del sensor de humedad a partir de los registros iniciales de este sensor instalado en campo y las humedades determinadas en base a las muestras extraídas al inicio del ensayo.

***Estimación de la intercepción vegetal*:** Para la estimación de la intercepción vegetal, se siguió el procedimiento descripto anteriormente. Para ello, se identificaron las especies presentes en las cinco parcelas de ensayo, según se indica en la Tabla 2. De cada especie, se extrajeron tres especímenes de talla similar a los presentes en las parcelas de ensayo. Se llevaron al Laboratorio y se implementó el método de humectación artificial previamente descripto, mediante cinco repeticiones en cada espécimen: pesado previo, rociado hasta la saturación, pesado posterior, secado del follaje. Esto dio lugar a cinco observaciones de la masa retenida (en g) por cada espécimen.

Tabla 2. Especies identificadas en las parcelas de ensayo y su capacidad de intercepción

Identificador	Nombre Vulgar	Nombre cientifico	C (mm)
A	Cardo	*Carduus pycnocephalus*	0,139
B	Diente de León	*Taraxacum officinale*	0,206
C	Sunchillo	*Wedelia Glauca*	0,228
D	Pata de Perdiz	*Cynodon dactylon*	0,366
E	pasto horqueta	*Paspalum notatum Flüggé*	0,349

Para cada espécimen se determinó el área foliar por el procedimiento de edición digital de imágenes descripto. Se obtuvieron fotografías cenitales de cada espécimen, con un fondo que realzara el contraste y permitiera escalar la imagen; ésta se rectificó y se procesó para obtener el área foliar. A partir de la masa en g (o el volumen en cm^3) de agua retenida y del área foliar, se obtuvo la lámina interceptada (en mm) por cada observación, por cada espécimen y por cada especie.

Luego, a partir de la interpretación de fotografías cenitales tomadas en cada parcela de ensayo, se determinó el área de cobertura de cada una de las especies descriptas en la Tabla 2, y ponderando las capacidades de intercepción presentadas en la misma Tabla, se determinó la capacidad de intercepción C para cada sitio (en condiciones preincendio), la que rondó los 0,3 mm en promedio.

RESULTADOS

La información recolectada por los sensores (balanza electrónica y sensor de humedad) fue procesada para su posterior uso. Los registros de masa adquiridos por la balanza electrónica fueron concatenados (para obtener la masa acumulada), eliminando valores erróneos; luego, a partir de las intensidades indicadas en la Tabla 1 y las capacidades de intercepción vegetal estimadas (sólo para los ensayos pre-incendio) se determinó la infiltración acumulada F(t), la que se grafica en la Figura 11 para cada sitio, comparando los resultados de los ensayos pre y post-incendio.

Los registros obtenidos por el sensor de humedad (a frecuencia mínima de muestreo de 1 Hz) fueron en primer lugar convertidos a humedad volumétrica θ a través de la relación de calibración obtenida; y luego fueron filtrados aplicando un filtro de media móvil. Estos resultados pueden apreciarse en la Figura 12, nuevamente para cada sitio, comparando los registros de los ensayos pre y post-incendio.

CONCLUSIONES

Ha sido posible implementar un procedimiento experimental que permitió medir la alteración de la capacidad de infiltración ante la ocurrencia de los incendios forestales; si bien este modelo experimental tiene asociada una serie de limitaciones, los resultados obtenidos se consideran representativos e inéditos en el ámbito local.

Los resultados experimentales obtenidos en esta campaña de medición han confirmado que la capacidad de infiltración se ve alterada por la acción del fuego, con reducciones significativas del orden, en promedio, del 30%.

La instrumentación electrónica implementada ha permitido ampliar notablemente la resolución temporal de los registros, captando detalles antes desapercibidos, vinculados tanto a los procesos hidrológicos simulados como a las limitaciones de los equipos utilizados o del arreglo experimental implementado. En cualquier caso se considera una mejora significativa en el procedimiento experimental.

En particular, la inclusión del sensor de humedad del suelo ha permitido monitorear a tiempo real y en campo el avance del frente húmedo en la zona vadosa. Sin embargo son evidentes las

limitaciones en la calidad del equipo utilizado (plasmadas en las dispersiones de las mediciones obtenidas).

Si bien en forma simplificada, ha sido posible la cuantificación experimental del proceso de intercepción vegetal en las especies presentes en los sitios de medición de la tercera campaña; los valores obtenidos, que a priori pueden parecer relativamente bajos en comparación con los demás procesos involucrados, juegan un papel importante en el retardo del inicio del escurrimiento superficial en los experimentos, y en cualquier caso aportan valores inéditos de un proceso hidrológico aún menos estudiado en el ámbito local.

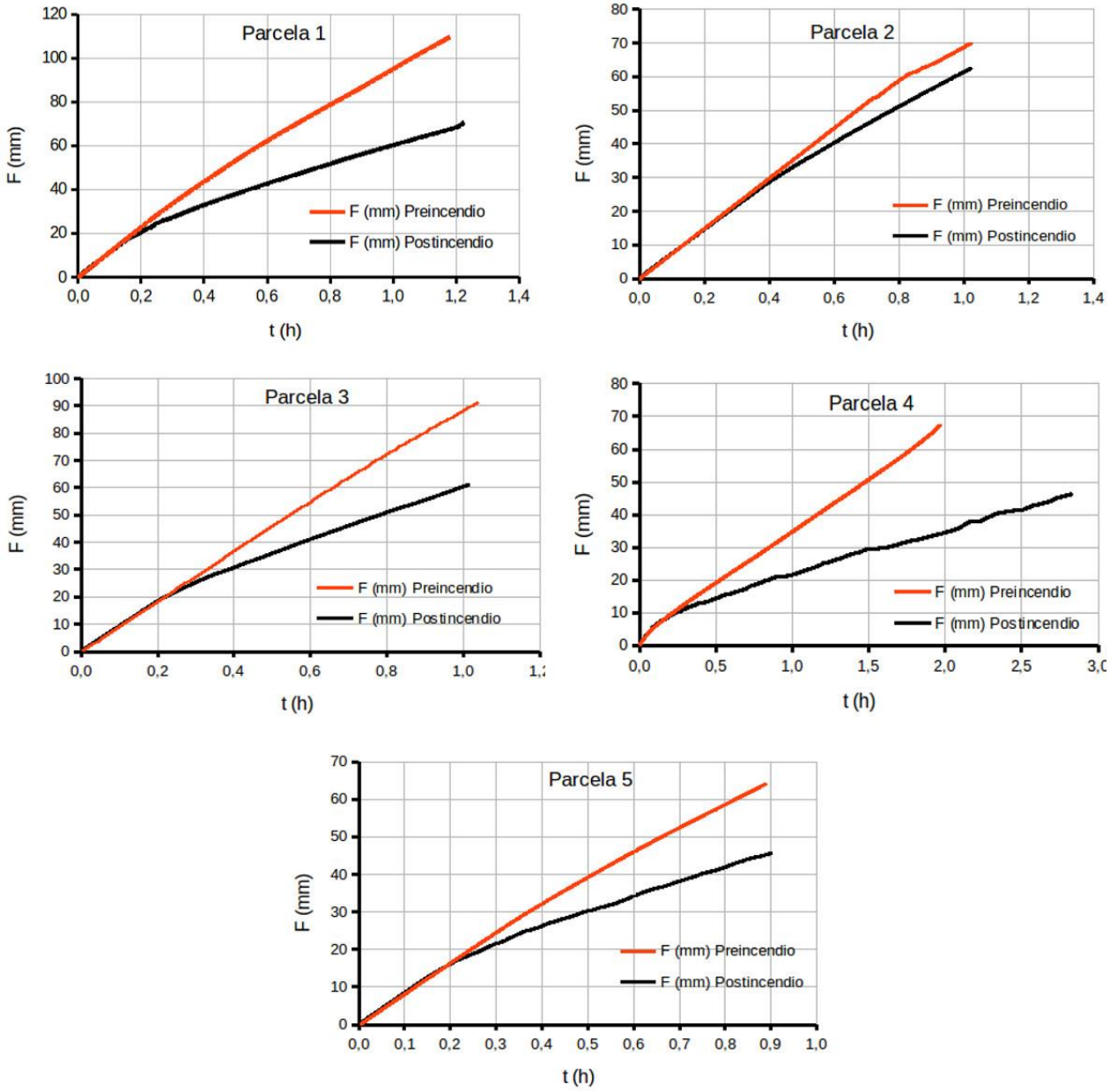


Figura 11.- Infiltración acumulada en condiciones pre y post-incendio

Agradecimientos

A la Secretaría de Ciencia y Tecnología de la Universidad Tecnológica Nacional, por el financiamiento del Proyecto de Investigación y Desarrollo 25/E183 “Caracterización experimental y modelación numérica de los procesos de infiltración, intercepción vegetal e impacto por incendios en cuencas de Córdoba - Fase II” en el marco del cual se desarrolló el presente trabajo.

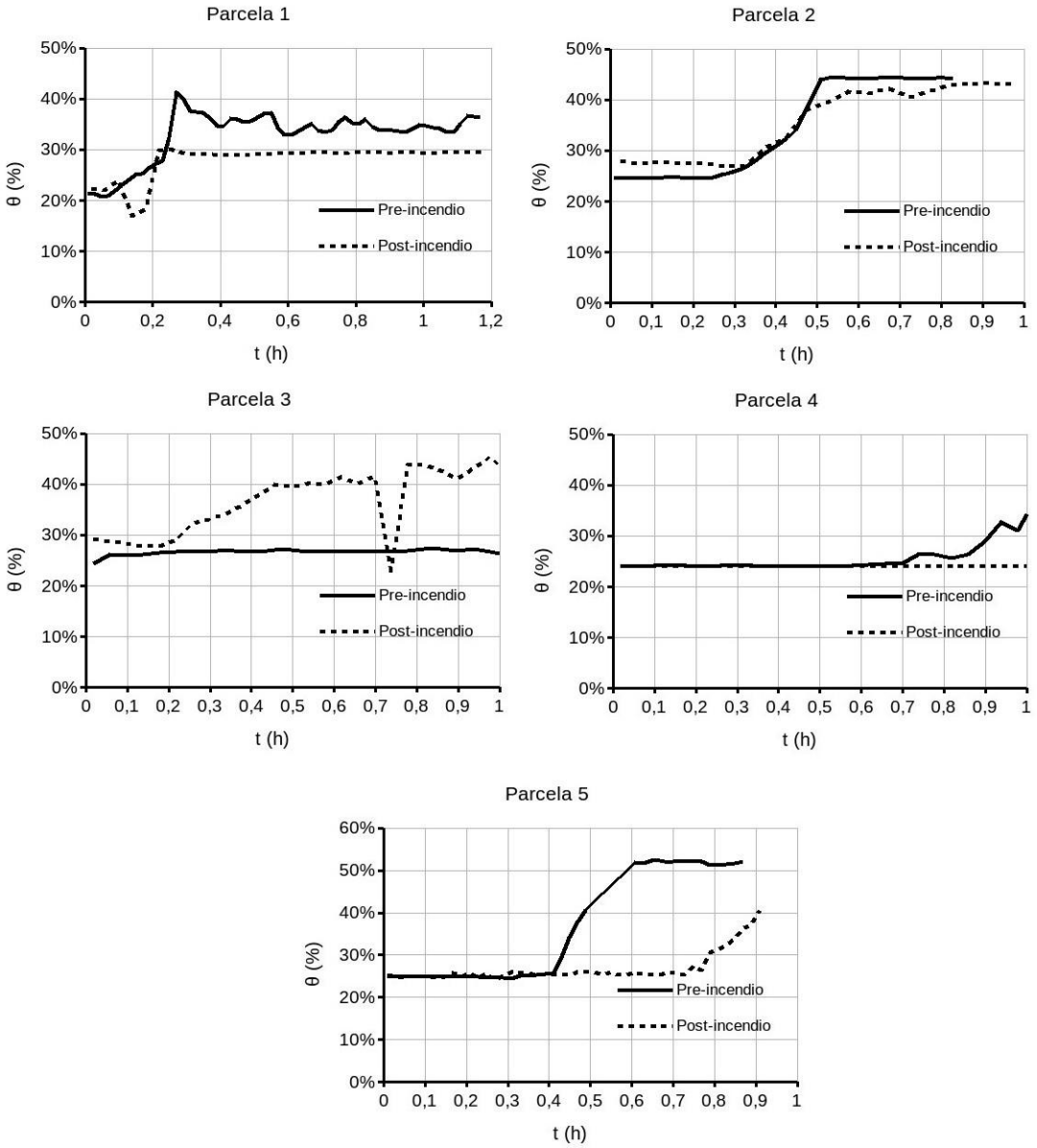


Figura 12.- Contenido volumétrico de humedad registrado por el sensor en condiciones pre y post-incendio

REFERENCIAS

Neary D. G. (2011). "Impacts of wildfire severity on hydraulic conductivity in forest, woodland, and grassland soils". In: **Elango L**, ed. *Hydraulic Conductivity - Issues, Determination and Application*. Rijeka, Croatia: INTECH; 2011, 123–142. ISBN 978-953-307-288-3, 434 p.

Neary, D. G., K. C. Ryan, y L. F. DeBano eds. (2005). (revised 2008). *Wildland fire in ecosystems: effects of fire on soils and water*. Gen. Tech. Rep. RMRS-GTR-42-vol.4. Ogden, UT: U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Rocky Mountain Research Station. 250 p.

Weber , J. F., L. Apestegui, y E. Baldazar. (2011). "Medición de la capacidad de infiltración in situ de suelos de la ciudad de Córdoba mediante un microsimulador de lluvia portátil". *In XXIII Congreso Nacional del Agua - CONAGUA 2011*, pages 235–254, Resistencia.

Weber, J. F., Reyna, S. M. (2016). "Medición en laboratorio de la capacidad de infiltración en suelos mediante un simulador de lluvia". *XXVII Congreso Latinoamericano de Hidráulica*, Lima, Perú, 26 al 30 de setiembre de 2016.

Weber, J. F., Reyna, S. M. (2017). "Mediciones preliminares a campo del impacto del fuego en la capacidad de infiltración". *XXVI Congreso Nacional del Agua – CONAGUA2017* - 20 al 23 de Setiembre del 2017 - Córdoba – Argentina.

IAHR AIIH
XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

METODOLOGIA PARA LA OBTENCION DE LAS CURVAS IDF, A PARTIR DE LA LLUVIA MAXIMA EN 24 HORAS DE LA REGION COSTA E INSULAR DE ECUADOR

Angel Montoya C.
Colegio Ingenieros Civiles del Guayas, Ecuador, angelb.montoya@gmail.com

RESUMEN:

Se presenta un método para determinar las curvas Intensidad-Duración-Frecuencia de lluvia (IDF), a partir de la precipitación máxima en 24 horas (máxima diaria), disponible en todas las estaciones pluviométricas; frente a la poca cobertura espacial de las estaciones pluviográficas a nivel de país, cuyos registros continuos de lluvia (tormentas) constituyen la base para derivar las curvas IDF en forma auténtica. Este método tiene aplicación en la región costa e insular, incluyendo parte de la sierra, concretamente en su frontera sur, caracterizada por la estación Macará.

ABSTRACT:

This work presents a method to determine Intensity – Duration – Frequency (IDF) curves based on maximum precipitation of 24 hours (Maximum dialy) available in all the pluviometric stations compared to pluviographic stations in Ecuador, their continual registers of precipitation are the basis to obtain the IDF curves. The proposed method can be applied in several regions of Ecuador, namely the coast, insular and some parts of the highland region, specifically the Macara station.

PALABRAS CLAVES: *curvas IDF, precipitación máxima, registros pluviométricos*

INTRODUCCION

Por lo general, en los sitios donde se requiere diseñar y construir obras hidráulicas que involucran el drenaje urbano, vial, etc. no se dispone de registros de caudales máximos anuales que permitan determinar los correspondientes caudales de diseño. Entonces, necesariamente hay que recurrir a métodos basados en la relación lluvia-escurrimiento, que es donde la lluvia referida a intervalos cortos de tiempo y asociada a ciertas frecuencias o periodos de retorno, es de particular interés. Este requerimiento se satisface a través de las curvas IDF.

La obtención de las mencionadas curvas en forma estricta, requiere disponer de la información pluviográfica, la que a nivel nacional sólo se cuenta en 72 estaciones según el INAMHI (2015), lo que representa una densidad por km^2 muy pobre. En consecuencia, la alternativa es deducir dichas curvas en forma artificial, es decir, a partir de la lluvia máxima en 24 horas (máxima diaria) que se registra en todas las estaciones pluviométricas, las que por lo general son más numerosas a nivel de país, 219 según el INAMHI (2015).

En realidad ésta no es una iniciativa propia del autor, por el contrario, es algo que desde hace mucho tiempo y en diversas partes del mundo se lo viene practicando de diferentes maneras con base en la experiencia general y local.

Por ejemplo, el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI) en el año 1999 presentó una publicación titulada: "Estudio de Lluvias Intensas", la que en esencia trata de una zonificación de las curvas IDF, basada en la precipitación máxima en 24 horas, que considera al país dividido en 35 zonas pluviométricas, con sus respetivas ecuaciones que relacionan la intensidad, duración y frecuencia de lluvias.

METODO PROPUESTO

ANTECEDENTES

A continuación se describe en forma sucinta, tres investigaciones realizadas respecto del tema, las que sirven como consulta.

a) PROCEDIMIENTO PARA OBTENER CURVAS I-D-Tr A PARTIR DE REGISTROS PLUVIOMETRICOS

Este trabajo fue desarrollado por los investigadores mexicanos Daniel Aranda y Rubén Gómez de Luna (Ref. 1), publicado en la revista Ingeniería Hidráulica en México, mayo-agosto de 1990.

Se destaca lo obvio, que la obtención de las curas IDF requiere de la altura máxima de lluvia referida a intervalos cortos de tiempo, esto es, en el rango de 5 minutos y 24 horas (1440 minutos), la que sólo se registra en forma continua en las bandas o fajas pluviográficas, que son parte del dispositivo llamado pluviógrafo, cuya operación y mantenimiento demandan una tarea minuciosa; pero esa es la forma correcta de analizar las tormentas que ocurren en una zona.

Las estaciones meteorológicas que cuentan con pluviógrafos se denominan pluviográficas, mientras que las que registran sólo altura de lluvia diaria, pluviométricas. Por obvias razones, y en general, las últimas son más numerosas que las primeras. (En Ecuador, según el INAMHI (Ref.5), se cuenta con 219 estaciones pluviométricas y 72 pluviográficas).

Frente a esta realidad, muchos investigadores se han dedicado a buscar relaciones promedio entre alturas de lluvia de diferente duración, con la idea de aplicarlas a la lluvia máxima diaria registrada en los pluviómetros, y así obtener las curvas IDF de una manera no convencional. Se cita por ejemplo que: "Debido a la escasez de registros de lluvia de corta duración, ha surgido la necesidad de utilizar las relaciones promedio entre lluvias encontradas en otros países. Goswami (1972) indica que diversos investigadores como Bell, Reich, Hershfield, Weiss y Wilson, han demostrado que las relaciones duración-lluvia encontradas en Estados Unidos pueden aplicarse en otras partes del mundo como: sur y norte de Africa, Hawai, Puerto Rico y Australia. Como se observa, las localizaciones

geográficas, y por tanto, los climas de los lugares citados son muy variados, lo cual da confiabilidad a la aplicación de tales relaciones en la República Mexicana".
Dentro de este trajinar, se ha puesto particular énfasis en ciertas relaciones como la de una hora de duración y un periodo de retorno de dos años (o cualquier otro) y la de 24 horas e igual periodo de retorno, denominado como coeficiente R, dado por la siguiente expresión:

$$R = \frac{P_1^2}{P_{24}^2} \qquad [1]$$

donde

P_1^2 Altura de lluvia de una hora de duración y dos años de periodo de retorno.
P_{24}^2 Altura de lluvia de 24 horas de duración y dos años de periodo de retorno.

El valor del coeficiente R en los Estados Unidos resultó ser 0.47 con un intervalo entre 0.28 a 0.60; mientras que para México en el ejemplo presentado fue de 0.614, concluyendo que varía con la elevación.
En sus investigaciones Bell (1969) encontró coeficientes estables entre la lluvia de una hora y periodo de retorno de 10 años, y la lluvia de igual duración, pero con diferentes periodos de retorno; por lo que, combinando las relaciones de duración de lluvia con los cocientes frecuencia-lluvia, obtuvo una relación general dada por la siguiente expresión:

$$P_t^T = (0.21lnT + 0.52)(0.54t^{0.25} + 0.50)P_{60}^{10} \qquad [2]$$

Si $2 \leq T \leq 100$ años
$5 \leq t \leq 120$ minutos

donde

P_t^T Precipitación de duración t minutos y periodo de retorno T años, en mm
P_{60}^{10} Precipitación de duración 60 minutos y periodo de retorno 10 años, en mm

Es necesario precisar que hay una limitación en la aplicación de esta fórmula en el sentido de que está restringida a duraciones "t" de hasta dos horas.
Este mismo investigador (Bell), considerando que se han realizado un gran número de investigaciones para obtener la lluvia de una hora de duración y periodo de retorno de dos años, presenta una ecuación en función de dicha lluvia, que es la siguiente:

$$P_t^T = (0.35LnT + 0.76)(0.54t^{0.25} - 0.50)P_{60}^2 \qquad [3]$$

Donde aparentemente no existe ninguna restricción.
También se cita la ecuación de Cheng-Lung Chen dada por la siguiente expresión:

$$P_t^{Tr} = \frac{aP_1^{10}\ log\left(10^{2-F}\ T_r^{F-1}\right)}{60(t+b)^c}\,t \qquad [4]$$

Donde

P_1^{10} Altura de lluvia de una hora de duración y 10 años de periodo de retorno, en mm.
$F = \frac{P_t^{100}}{P_t^{10}}$
a, b y c Parámetros que se toman de unas curvas en función del cociente lluvia duración, R $= \frac{P_1^{Tr}}{P_{24}^{Tr}}$

Como se observa, se trata de una ecuación cuya aplicación es un tanto complicada.

b).-ESTUDIO DE LLUVIAS INTENSAS

Fue elaborado por técnicos del INAMHI y publicado en 1999. En resumen, se presenta al Ecuador continental dividido en 35 zonas pluviométricas, correspondiéndole a cada una un par de ecuaciones tipo potencia, afectada de un coeficiente que corresponde a la intensidad de lluvia máxima en 24 horas. La ecuación tipo es:

$$I_{Tr} = at^{-b}\ Id_{Tr} \qquad [5]$$

Donde

I_{Tr} Intensidad de la lluvia correspondiente a un determinado periodo de retorno, en mm/h
t Duración de la lluvia considerada, en minutos

Id_{Tr} Intensidad de la lluvia máxima en 24 horas, que se obtiene de mapas de isolineas del país, correspondiente a 5, 10, 25, 50 y 100 de periodo de retorno, en mm/h

a y b Parámetros obtenidos estadísticamente para cada zona

El estudio se sustenta en los registros de las estaciones pluviográficas (65) y pluviométricas (113) existentes a esa fecha.

Como puede apreciarse, su uso y aplicación es relativamente sencillo o simple.

C.-DETERMINACION DE ECUACIONES PARA EL CÁLCULO DE LAS INTENSIDADES MAXIMAS DE PRECIPITACIÓN. ACTUALIZACION DE LAS LLUVIAS INTENSAS.

Es un trabajo muy detallado, con abundantes tablas y gráficos, también elaborado por técnicos del INAMHI y publicado en el año 2015 como una actualización del Estudio de Lluvias Intensas publicado en el año 1999. En consecuencia, sus consideraciones básicas son las mismas, esto es, presentan una alternativa para la obtención de las curvas IDF con base en la lluvia máxima en 24 horas que se registra en todas las estaciones pluviométricos que son más numerosas; mientras que la obtención de dichas curvas en forma estricta está restringida a las estaciones pluviográficas que el país suman apenas 72.

La actividad se centra en determinar la relación existente entre las diversas duraciones menores a 24 horas con respecto a ésta, para diferentes periodos de retorno, teniendo como base los registros pluviográficos, a fin de poder aplicarlas con relativa confianza a la lluvia máxima en 24 horas (diaria) obtenida de los registros pluviométricos para diferentes periodos de retorno, y así disponer de las correspondientes curvas IDF. Obviamente es una tarea nada fácil, más aún, si se pretende abordarla con un relativo análisis teórico.

Finalmente se consigue elaborar las curvas IDF, con base en la lluvia máxima en 24 horas (diaria), que se presentan en forma tabulada y gráfica, para las mismas 72 estaciones pluviográficas, en base de las cuales se definen coincidentemente 72 zonas pluviométricas para el país, cada una con su respectivo par de ecuaciones pluviométricas tipo potencia, afectadas de un coeficiente que representa la intensidad máxima de lluvia en 24 horas para diferentes periodos de retorno, valor que se toma de mapas del país preparados para el efecto. Como se puede apreciar, la forma de aplicar este procedimiento es el mismo que consta en el estudio del año 1999, con la diferencia de que esta vez se trata de 72 zonas pluviométricas, en lugar de las 35 del estudio anterior.

VERIFICACION DE LAS RELACIONES PROPUESTAS

En el año 1990, se presentó un trabajo realizado por técnicos de CEDEGE, referido a una determinada zona geográfica, donde se establecieron varias relaciones entre alturas de lluvia de duraciones menores que 24 horas con respecto a ésta y entre sí, algunas referidas a determinados periodos de retorno y otras totalmente independientes; teniendo como base diferentes fuentes, la mayoría del ámbito universal, es decir, que se verifican a nivel mundial.

Así mismo, se estableció como premisa básica la necesidad de diferenciar entre lo que es la lluvia máxima en 24 horas y la máxima diaria. Esto porque equivocadamente se viene reportando como lluvia máxima en 24 horas a la lluvia máxima diaria, que es lo que realmente se registra en los pluviómetros. Pues se trata de conceptos totalmente diferentes.

Para que la lluvia máxima diaria adquiera la categoría de máxima en 24 horas, debe afectarse de un coeficiente totalmente empírico, el que según algunos investigadores varía entre 1.13, 1.14 y en ciertas ocasiones hasta 1.2.

Además, siempre se ha tenido en mente la idea de ampliar el ámbito geográfico de aplicación, de ser posible a toda la región costa, donde impera un mismo régimen de lluvia, lo cual parece hacerse realidad, conforme se demuestra más adelante.

Disponer de las curvas IDF del INAMHI en forma tabulada elaboradas con base en los registros pluviográficos de las 72 estaciones del país, constituye una magnífica oportunidad para verificar las

relaciones existentes entre las alturas máximas de lluvia de duraciones menores que 24 horas y la correspondiente a ésta, para diferentes periodos de retorno.
Las duraciones y periodos de retorno considerados, son los usuales en este tipo de análisis, puntualizando que en la información fuente del INAMHI, no se consideró la duración de doce horas (720 minutos).
En un principio se seleccionaron a propósito, estaciones ubicadas a gran altura como las de la región Sierra y otras como las de la región Costa que corresponden a baja elevación; observando sensibles diferencias en los resultados. Como ejemplo, en las Tablas 1 y 2 se muestran los resultados de las estaciones Izobamba ubicada a 3058 msnm y Guayaquil-DAC ubicada a 5 msnm, respectivamente.

Tabla 1.- Relaciones de alturas máximas de lluvia menores con respecto a las de 24 horas. Estación: Izobamba.

Tr	DURACION EN MINUTOS								
(años)	5	10	15	20	30	60	120	360	1440
2	0.177	0.265	0.330	0.389	0.483	0.600	0.722	0.819	1
5	0.185	0.275	0.346	0.407	0.498	0.623	0.754	0.863	1
10	0.181	0.268	0.377	0.397	0.483	0.603	0.732	0.837	1
25	0.186	0.275	0.347	0.408	0.494	0.617	0.750	0.856	1
50	0.181	0.268	0.347	0.397	0.477	0.597	0.728	0.833	1
100	0.184	0.273	0.343	0.404	0.481	0.605	0.740	0.848	1
MED	**0.182**	**0.270**	**0.340**	**0.400**	**0.487**	**0.608**	**0.738**	**0.892**	**1**
DE	**0.003**	**0.005**	**0.006**	**0.007**	**0.007**	**0.009**	**0.012**	**0.010**	**0.000**

Tabla 2.- Relaciones de alturas máximas de lluvias menores con respecto a las de 24 horas. Estación: Guayaquil-DAC

Tr	DURACIONES EN MINUTOS								
(años)	5	10	15	20	30	60	120	360	1440
2	0.074	0.120	0.159	0.194	0.252	0.407	0.598	0.739	1
5	0.074	0.120	0.159	0.194	0.252	0.407	0.597	0.736	1
10	0.074	0.120	0.159	0.194	0.252	0.407	0.577	0.734	1
25	0.074	0.120	0.159	0.194	0.252	0.407	0.577	0.737	1
50	0.074	0.120	0.159	0.193	0.252	0.407	0.575	0.734	1
100	0.074	0.120	0.158	0.193	0.252	0.407	0.574	0.731	1
MED	**0.074**	**0.119**	**0.158**	**0.194**	**0.252**	**0.407**	**0.576**	**0.725**	**1**
DE	**0.000**	**0.000**	**0.000**	**0.000**	**0.000**	**0.000**	**0.001**	**0.002**	**0.000**

De la comparación de resultados de las dos estaciones, se puede establecer, en principio, dos conclusiones:

a).- Que en general los valores correspondientes a la zona alta (Sierra) son mayores que los correspondientes a la zona baja (Costa), conforme se aprecia en la Figura 1.

b).- Que para cada duración y estación, los valores son prácticamente constantes, conforme lo demuestran los casi insignificantes valores de la desviación estándar (DE).

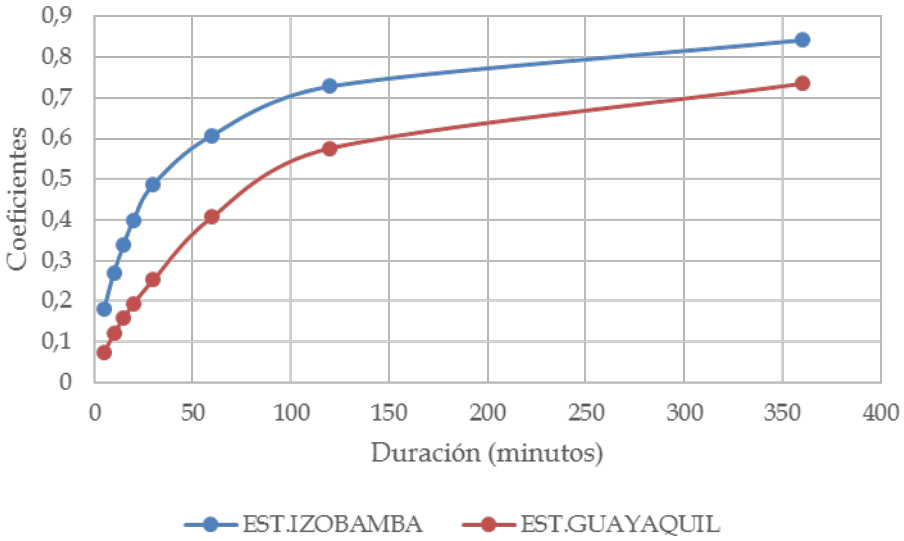


Figura 1 ***Relación Duración – Coeficientes, estaciones Izobamba y Guayaquil***

Con estos antecedentes, para el presente trabajo se seleccionaron únicamente las estaciones ubicadas en la zona baja que no superan los 600 msnm, es decir, las correspondientes a la región costa, insular (Galápagos) y frontera sur de la sierra, caracterizada por la estación Macará-Aeropuerto; que suman 22 estaciones. Los resultados se presentan en forma resumida en la Tabla 3, y su ubicación en la Figura 2

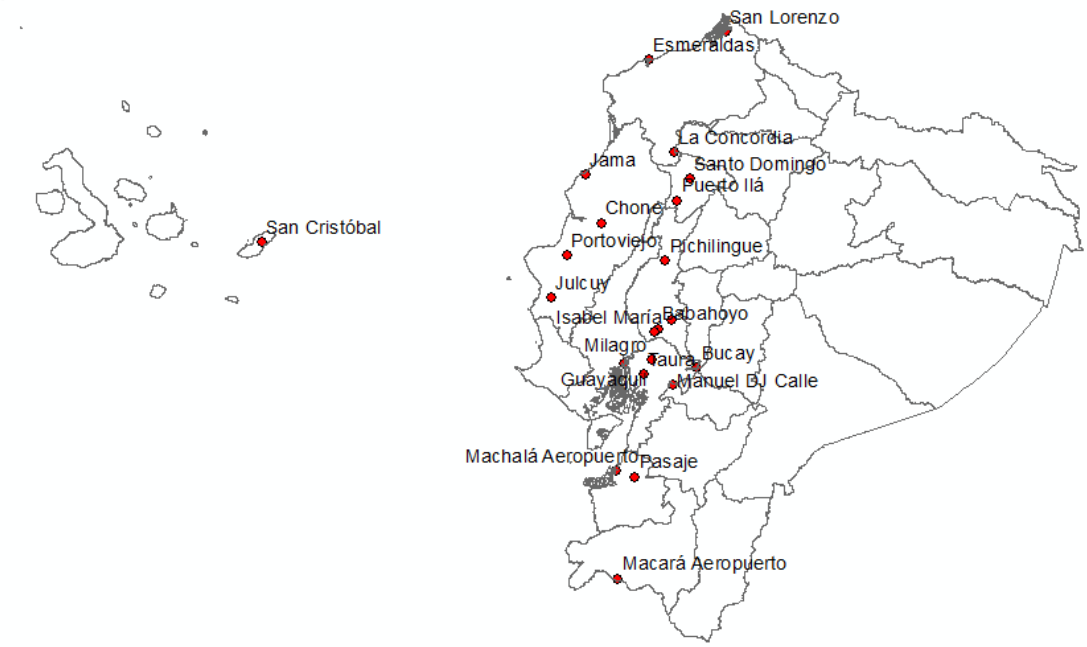


Figura 2 ***Ubicación de estaciones que intervienen en el estudio.***

En la Ref. 6 se menciona que la Organización Meteorológica Mundial (OMM) recomienda una serie mínima de 30 años para una mayor confiabilidad en la determinación de modelos para el cálculo de las curvas IDF; sin embargo, dada la escasez de esta información, particularmente en países en vía de desarrollo no es posible ceñirse a dicha recomendación, a menos que se detenga toda iniciativa relacionada con los proyectos de obras hidráulicas que demandan diversos usos y control del agua. En este caso mismo, de las 22 estaciones seleccionadas sólo 6 cumplen con este requerimiento, 7 tienen registros entre 20 y 30 años y 9 menos de 20 años.

En consecuencia, no se puede presumir que éste sea un trabajo terminado, ya que siempre habrá la posibilidad de mejorar los resultados conforme se incrementan los años de registro.

Del análisis de resultados de las 22 estaciones seleccionadas, se desprende en general, que para cada duración, independiente del periodo de retorno, los valores son casi constantes, es decir, con una mínima variación como se demuestra por el valor de la DE, utilizada como medida de dispersión. Los máximos valores están entre 0.023 y 0.047 en casos aislados y que corresponden justamente a estaciones de cortos periodos de registro.
Los valores medios correspondientes a cada duración de las 22 estaciones consideradas se consignan en la Tabla 3.

Tabla 3 Resumen de resultados de las estaciones consideradas

Estación	**Elevación (msnm)**	**N° Años**	**Duración en minutos**								
			5	**10**	**15**	**20**	**30**	**60**	**120**	**360**	**1440**
Portoviejo	59	50	0.15	0.211	0.258	0.297	0.363	0.512	0.676	0.807	1
Pichilingue	81	45	0.093	0.145	0.189	0.228	0.306	0.439	0.814	0.888	1
La Concordia	379	38	0.069	0.125	0.177	0.227	0.31	0.455	0.632	0.774	1
Puerto Ila	319	37	0.095	0.148	0.19	0.229	0.296	0.446	0.676	0.802	1
Santo Domingo	554	36	0.087	0.133	0.171	0.204	0.263	0.403	0.601	0.752	1
Isabel María	4	28	0.096	0.155	0.206	0.251	0.323	0.475	0.747	0.851	1
Milagro	23	48	0.115	0.178	0.229	0.275	0.354	0.547	0.626	0.815	1
Manuel de J.C.	50	13	0.101	0.147	0.183	0.214	0.279	0.412	0.63	0.771	1
Bucay	480	26	0.071	0.115	0.153	0.187	0.247	0.354	0.542	0.711	1
Pasaje	40	23	0.104	0.153	0.195	0.232	0.295	0.447	0.65	0.789	1
Babahoyo	7	28	0.088	0.146	0.196	0.241	0.323	0.549	0.626	0.77	1
Guayaquil-DAC	5	19	0.074	0.12	0.159	0.194	0.252	0.407	0.576	0.735	1
Esmeraldas	7	26	0.082	0.134	0.179	0.22	0.293	0.492	0.574	0.734	1
Macará Apto	427	17	0.115	0.169	0.213	0.249	0.324	0.452	0.622	0.768	1
Machala Apto.	4	20	0.104	0.169	0.225	0.275	0.359	0.487	0.618	0.795	1
Taura	17	12	0.114	0.194	0.273	0.331	0.452	0.718	0.772	0.865	1
Chone	36	19	0.106	0.171	0.226	0.276	0.371	0.488	0.604	0.752	1
Jama	46	14	0.091	0.135	0.168	0.189	0.261	0.371	0.516	0.691	1
Julcuy	263	21	0.151	0.225	0.285	0.336	0.415	0.543	0.758	0.855	1
S. Cristobal	6	10	0.065	0.102	0.139	0.161	0.211	0.333	0.569	0.732	1
S.Lorenzo	5	19	0.108	0.164	0.21	0.25	0.316	0.497	0.833	0.891	1
La Clementina	20	10	0.094	0.157	0.211	0.261	0.366	0.503	0.702	0.82	1
Media			**0.099**	**0.154**	**0.202**	**0.243**	**0.317**	**0.47**	**0.655**	**0.789**	**1**
Desviación Estándar			**0.022**	**0.029**	**0.037**	**0.043**	**0.056**	**0.08**	**0.084**	**0.054**	**0**

En la Tabla 3, nuevamente se observa que entre los valores medios que corresponden a diversas duraciones y estaciones de la región antes indicada, no se advierten marcas diferencias, tanto así, que la DE correspondiente a cada duración es relativamente baja, siendo la máxima de 0.084 correspondiente a dos horas de duración
Con base en estos resultados, se estima conveniente adoptar los valores promedio para obtener las curvas IDF en la región geográfica antes indicada, a partir de la lluvia máxima en 24 horas, dadas por las siguientes relaciones:

$$P_{5min} = 0.099P_{24h} \quad P_{20min} = 0.243P_{24h} \quad P_{2h} = 0.655P_{24h}$$
$$P_{10min} = 0.154P_{24h} \quad P_{30min} = 0.317P_{24h} \quad P_{6h} = 0.789P_{24h}$$
$$P_{15min} = 0.202P_{24h} \quad P_{1h} = 0.470P_{24h} \quad P_{12h} = 0.897P_{24h}$$

Vale precisar que la duración de 12 h (720 minutos) no fue considerada en el estudio realizado por el INAMHI, por lo que, para obtener el valor correspondiente se efectuó una correlación logarítmica entre el resto de pares de valores, obteniendo un coeficiente de correlación de 0.99 que es muy elevado.

PROCEDIMIENTO DE APLICACIÓN

Se recomienda los siguientes pasos, una vez que se dispone de la serie de valores máximos diarios, preferible mayor de 30 valores (años).
a) Multiplicar cada valor de lluvia máxima diaria anual por 1.1 para darle el carácter de lluvia máxima en 24 horas. En algunos casos este coeficiente puede ser mayor, lo que implica mayor seguridad en los diseños, pero sin sobrepasar el máximo recomendado que es 1.20.
b) Aplicar una análisis de frecuencia a la serie, preferible un modelo que contemple varias distribuciones teóricas de probabilidad, optando por la que presente el menor Error Estandar de Ajuste. De no ser posible lo anterior, se puede aplicar únicamente la distribución teórica Gumbel Tipo I que se usa frecuentemente. De este modo se obtienen los valores de lluvia en 24 horas para los periodos de retorno seleccionados.
c) Para obtener los valores correspondientes a las duraciones menores de 24 horas, se aplican los respectivos coeficientes, disponiendo entonces de una tabla de alturas máximas de lluvia para diferentes duraciones y periodos de retorno.
d) Los valores de altura máxima de lluvia de la tabla anterior, se transforman en intensidades, obteniendo entonces los valores que definen las curvas IDF.
e) Una buena práctica consiste en presentar las curvas IDF en forma gráfica en papel log-log, pudiendo efectuar un ajuste estadístico tipo potencia, mediante el cual se pueden obtener las respectivas ecuaciones. Puede darse el caso de que para obtener un mejor ajuste estadístico, sea necesario identificar un punto de quiebre en el gráfico, de modo que se obtenga más de una ecuación (generalmente 2) para cada periodo de retorno.

EJEMPLO

Se ha tomado como ejemplo la estación Pichilingue, que posee un registro pluviográfico, justamente para poder comparar sus resultados.
En la Tabla 4 se presenta la serie de lluvia máxima diaria anual que consta de 50 valores (años de registro).

Tabla 4.- Precipitación máxima diaria anual (mm). Estación Pichelingue

AÑO	PRECIP.	AÑO	PRECIP.	AÑO	PRECIP.	AÑO	PRCIP.	AÑO	PRECIP.
1959	157.5	1970	149.5	1981	66.2	1992	158.0	2004	90.3
1961	109.2	1971	151.0	1982	121.8	1993	74.4	2006	96.6
1962	144.3	1972	106.4	1983	131.7	1994	98.6	2007	116.4
1963	102.5	1973	66.6	1984	80.3	1995	131.7	2008	116.0
1964	101.0	1974	100.7	1985	107.0	1996	86.3	2009	129.7
1965	101.9	1975	123.6	1986	98.6	1997	173.1	2010	197.6
1966	109.2	1976	134.2	1987	140.9	1998	146.1	2011	170.2
1967	122.0	1977	118.4	1988	117.3	1999	136.7	2012	134.6
1968	139.0	1979	72.7	1989	153.0	2002	125.6	2013	130.9
1969	135.2	1980	133.3	1991	84.8	2003	137.3	2014	95.6

Una vez aplicado el coeficiente 1.1, en este caso, a la serie original, para darle el carácter de lluvia máxima en 24 horas; se efectúa el análisis de frecuencia, mediante el uso de varias distribuciones teóricas de probabilidad, de donde resulta que son tres las distribuciones teóricas que mejor se ajustan,

optando por la distribución GVE. En la Tabla 5, se presenta el resumen del error estándar de ajuste, por distribución.

Tabla 5 Error Estándar de Ajuste

Distribución	Error Estándar de Ajuste	
	Método de los Momentos	Método de Máxima Verosimilitud
Normal	3.9	
Exponencial (1P)	89.2	
Exponencial (2P)	11.238	27.4
Log Normal (2P)	4.6	
Log Normal (3P)	3.813	3.9
Gamma (2P)	4.13	4
Gamma (3P)	3.813	3.9
Log Pearson Tipo III	7.213	4.8
GVE	3.9	-
Gumbel	6.341	6.7

Se ha optado por la distribución GVE para obtener los valores de altura máximas de lluvia en 24 horas para 2, 5, 10, 25, 50 y 100 años de periodo de retorno. A partir de estos valores y aplicando los coeficientes antes determinados, se obtienen los valores máximos de altura de lluvia para las duraciones menores que 24 horas, mostrados en la Tabla 6.

Tabla 6.- Valores de altura máxima de lluvia en mm. Estación: Pichilingue

Tr	Minutos					Horas				
(años)	5	10	15	20	30	1	2	6	12	24
2	13.0	20.2	26.5	31,9	41.6	61.7	85.9	103.3	117.7	131.2
5	15.8	24.5	32.2	38.7	50.5	74.8	104.3	125.3	142.8	159.2
10	17.3	26.8	35.2	42.4	55.3	81.9	114.2	137.2	156.3	174.3
25	18.8	29.3	38.4	46.2	60.3	89.3	124.5	149.6	170.5	190.1
50	19.8	30.8	40.4	48.6	63.4	94.0	130.9	157.3	179.3	199.9
100	20.6	32.1	42.1	50.6	66.0	97.9	136.4	163.9	186.8	208.2

Las alturas máximas de lluvia de la Tabla 6 se transforman en intensidades y, de esta manera se tienen ya las curvas IDF que se muestran en la Tabla 7.

Tabla 7.-Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia. Estación: Pichilingue. Metodología Propuesta

Tr	Minutos					Horas				
(años)	5	10	15	20	30	1	2	6	12	24
2	155.9	121.3	106.0	95.7	83.2	61.7	43.0	17.3	9.8	5.5
5	189.2	147.1	128.7	116.1	101.0	74.8	52.2	20.9	11.9	6.6
10	207.1	161.1	140.8	127.1	110.5	81.9	57.1	22.9	13.0	7.3
25	225.8	175.7	153.6	138.6	120.5	89.3	62.3	25.0	14.2	7.9
50	237.4	184.7	161.5	145.7	126.7	93.9	65.5	26.3	14.9	8.3
100	247.3	192.4	168.2	151.8	132.0	97.8	68.2	27.4	15.6	8.7

En las Tablas 8 y 9 se presentan las curvas IDF con base en la información pluviográfica y máxima en 24 horas, respectivamente; elaboradas por el INAMHI de la estación Pichilingue.

Tabla 8 Curvas IDF del INAMHI con base en la información pluviográfica. Estación: Pichilingue

Tr (años)	Minutos								
	5	**10**	**15**	**20**	**30**	**60**	**120**	**360**	**1440**
2	139.6	109.8	95.4	86.4	71.9	51.6	49.0	17.9	5.0
5	155.7	122.5	106.4	96.3	82.9	59.4	55.8	20.4	5.7
10	169.0	133.0	115.5	104.6	92.3	66.1	61.7	22.6	6.3
25	188.4	142.8	128.8	116.6	106.3	76.2	70.3	25.7	7.2
50	204.6	160.9	139.9	126.6	118.4	84.9	77.6	28.4	8.0
100	222.1	174.7	151.9	137.5	131.8	94.5	85.7	31.4	8.8

Tabla 9 Curvas IDF del INAMHI con base en la lluvia máxima en 24 horas. Estación: Pichilingue

Tr (años)	Minutos								
	5	**10**	**15**	**20**	**30**	**60**	**120**	**360**	**1440**
2	110.4	93.0	84.2	78.4	70.9	59.1	34.6	14.8	5.1
5	137.9	116.2	105.1	97.9	88.6	73.8	43.2	18.5	6.3
10	155.0	130.6	118.1	110.0	99.5	82.9	48.5	20.8	7.1
25	175.5	147.9	133.8	133.8	112.7	93.9	55.0	23.5	8.1
50	190.2	160.3	145.0	145.0	122.2	101.8	59.6	25.5	8.7
100	204.4	172.3	155.0	155.0	131.3	109.4	64.0	27.4	9.4

No se conoce la metodología seguida por el INAMHI para determinar las curvas IDF, a partir de la lluvia máxima en 24 horas. Comparando estos resultados (Tabla 9) con los obtenidos de la información pluviográfica (Tabla 8), y asumiendo éstos como "verdaderos o reales", se observa que el 53.7 % del total de valores son menores y la diferencia, esto es, 46.3% son mayores.

Ahora, comparando los valores obtenidos con la metodología propuesta (Tabla 7) con los "reales" (Tabla 8), se observa que los primeros son generalmente mayores en una proporción del 79.6% del total de valores, mientras que sólo el 20.4% son menores. Esto induce a concluir que la metodología propuesta es más consistente.

A fin de estimar un orden de magnitud de las diferencias entre los resultados del método propuesto (Tabla 7) y los "reales" (Tabla 8), en la Tabla 10 se presentan los errores relativos en porcentaje.

Tabla 10 Errores relativos en porcentaje

Tr (años)	Minutos								
	5	**10**	**15**	**20**	**30**	**60**	**120**	**360**	**1440**
2	10.5	9.4	10.0	9.7	18.5	16.4	14.0	3.5	9.1
5	17.9	16.7	17.4	17,1	17.9	20.6	6.9	2.4	13.6
10	18.6	17.3	18.0	17.8	16.5	19.3	8.1	1.3	13.7
25	16.5	18.8	16.1	15.9	11.9	14.7	12.8	2.8	8.9
50	13.9	12.9	13.4	13.2	6.6	9.7	18.5	8.0	3.6
100	10.2	9.3	9.8	9.4	0,2	3.5	25.7	14.1	1.1

En resumen, se tiene un error relativo promedio de 12.3%, donde sólo 2 de los 54 valores superan levemente 20%. Además, no necesariamente tienen que ser iguales, ya que eso es imposible, considerando que se trata de un método empírico y las características naturales aleatorias del evento lluvia. El hecho de que los valores obtenidos por el método propuesto sean mayoritariamente mayores que los "reales", abona en favor de la seguridad de las obras hidráulicas que se diseñen, sin incurrir en exageraciones.

Finalmente, en la Figuras 3 y 4 se presentan las curvas IDF resultante de la aplicación del método propuesto, y las que corresponden a la información pluviográfica, respectivamente, de la estación Pichilingue.

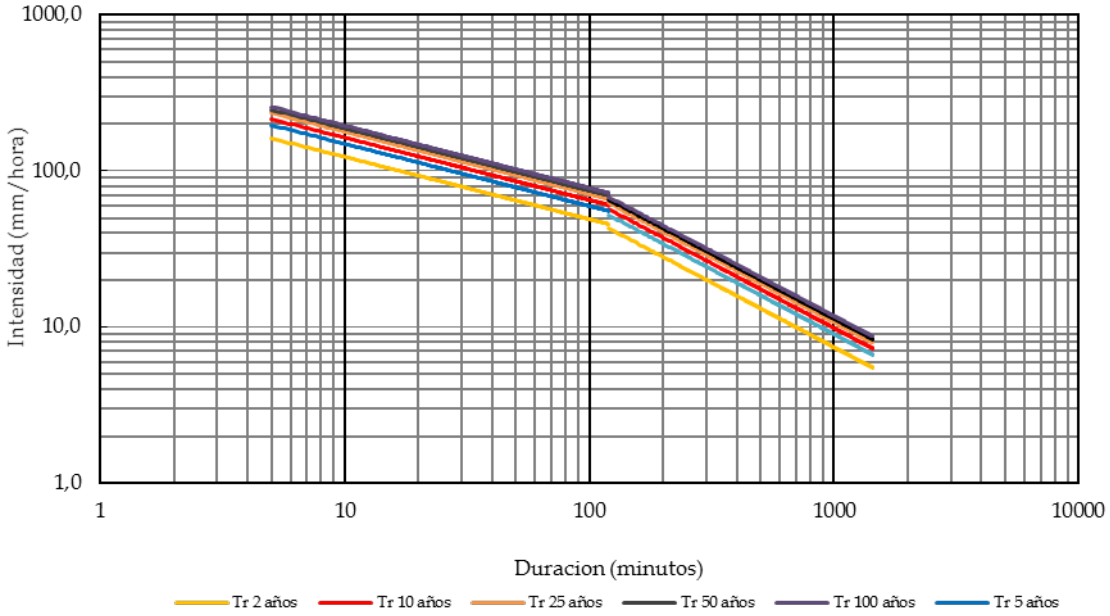


Figura 3 **Curvas I – D – F estación Pichilingue, método propuesto.**

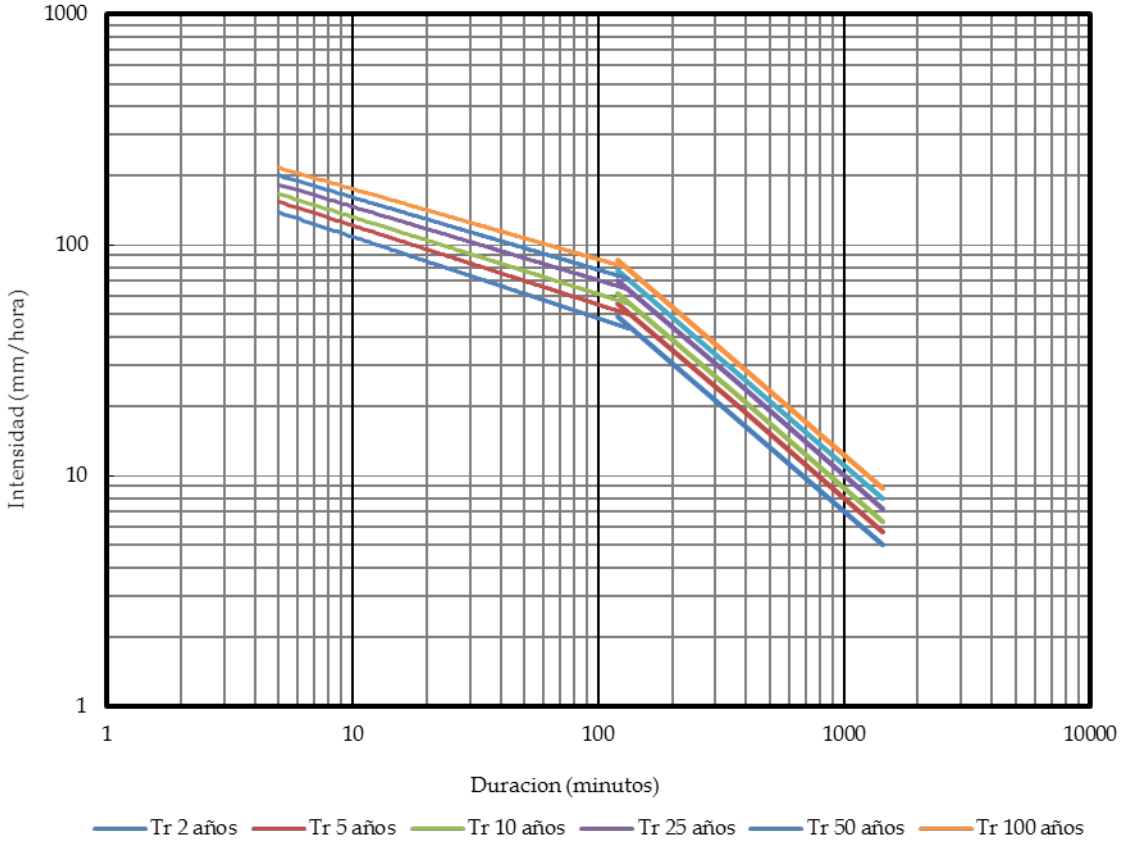


Figura 4 ***Curvas IDF del Inamhi en base de la información pluviográfica, ajustadas estadísticamente.***

REFERENCIAS

1.-Carlos Aranda y Gómez de Luna Rubén," Procedimiento para obtener curvas I-D-Tr a partir de Registros Pluviométricos". Ingeniería Hidráulica en México/ mayo-agosto de 1990.

2.-CEDEGE, "Método para calcular las curvas Intensidad-Duración-Frecuencia de un área geográfica, a partir de la Información Pluviométrica", 1990

3.-Fort Collins, Colorado USA, "Decisions with Inadequate Hidrologic Data. Proceding of the Second Internastional Symposium Hidrologic", Colorado USA 1973.

4.-Gómez Juan Fco. Et al, "Manual de Análisis de Frecuencia en Hidrología". Instituto Méxicano de Tecnología del Agua, 2010

5.-INAMHI, "Estudio de Lluvias Intensas". Quito-Ecuador 1999

6.-INAMHI, "Determinación de Ecuaciones para el Cálculo de Intensidades Máximas de Precipitación.-Actualización del Estudio de Lluvias Intensas", Quito-Ecuador 2015

IAHR AIIH
XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

EVOLUCION DE LA HIDROLOGIA URBANA EN LA CIUDAD DE MEXICO (1325-2018)

Agustin Felipe Breña Puyol[1], María Francisca Naranjo Pérez de León[2]

[1]Universidad Autónoma Metropolitana-Iztapalapa, Departamento de Ingeniería de Procesos e Hidráulica,
Av. San Rafael Atlixco No.186, 09340, Ciudad de México, México, bpaf@xanum.uam.mx
[2]Centro de Investigación en Agua
Cerro del Cubilete No. 302, 04200, Ciudad de México, México, mfnp@yahoo.com

RESUMEN: La actual Ciudad de México se encuentra situada en la Cuenca de México, tiene una larga historia de desarrollo habitacional y poblacional y actualmente se encuentra ubicada entre las ciudades más densamente pobladas del mundo, y la aplicación de la hidrología urbana ha sido esencial para su sobrevivencia. Esta investigación, presenta una historia con énfasis en ejemplos representativos de cómo se han construido soluciones, basadas en tecnologías, desde muy sencillas e ingeniosas hasta soluciones y tecnología actual. Asimismo, se describe el poblamiento de la Cuenca, su formación y su ubicación a través del tiempo y como, cada uno de estos asentamientos, desarrollo conocimientos, tecnología y experiencia para solucionar los problemas. Se inicia con la fundación de México-Tenochtitlan, en el año 1325, actual Ciudad de México, incluyendo la planeación hidráulica desde época prehispánica, hasta nuestros días. Adicionalmente, se incluye la transformación del modelo de planeación hidráulica, sus cambios y consecuencias en el tiempo desde 1521 hasta la fecha. La investigación finaliza con las obras construidas desde la fundación de la Ciudad de México, hasta nuestros días y con las conclusiones derivadas en este artículo.

ABSTRACT: The current Mexico City is located in the Basin of Mexico, has a long history of housing and population development and is currently located among the most densely populated cities in the world, and the application of urban hydrology has been essential for their survival. This research presents a history with emphasis on representative examples of how solutions have been built, based on technologies, from very simple and ingenious to current solutions and technology. It also describes the settlement of the Basin, its formation and its location over time and how, each of these settlements, develop knowledge, technology and experience to solve problems. It begins with the foundation of Mexico-Tenochtitlan, in the year 1325, current Mexico City, including hydraulic planning from pre-Hispanic times, to the present day. Additionally, it includes the transformation of the hydraulic planning model, its changes and consequences in time from 1521 to date. The investigation ends with the works built since the founding of Mexico City, to this day and with the conclusions derived from this article.

PALABRAS CLAVES: Lago de Texcoco, Hidrología Urbana, Planeación Hidráulica

UBICACION DE LA CUENCA DE MEXICO

La República Mexicana, desde el punto de vista geológico, cuenta con 2 cadenas montañosas, una de origen volcánico junto al Océano Pacifico y otra, que debido a plegamientos se formó en el lado del Golfo de México. Adicionalmente, existe un eje transversal, el eje Neovolcánico, situado a lo largo de la falla Transmexicana, que propicia la creación de cuencas cerradas que dan origen a lagos. En una de estas cuencas cerradas se encuentra la actual Cuenca de México donde se fundó, en 1325, la actual Ciudad de México y un poco antes, México-Tlatelolco, su ciudad gemela.

Desde el punto de vista histórico fue muy importante su ubicación, debido a que en las crónicas de la llegada del último grupo a la Cuenca de México, su peregrinación busco ambientes lacustres donde fueron desarrollando, adaptando y mejorando sus conocimientos durante todo su camino.

La Cuenca de México se encuentra en el Eje Neovolcánico, a 2240 msnm, y hasta el siglo XVI fue una cuenca cerrada de origen volcánico. En su interior se formaron 2 sistemas lacustres, uno al noreste y el otro al suroeste. Fue en este último sistema donde se fundó, dentro del lago salobre de Texcoco, la ciudad de México-Tenochtitlan en 1325, en una zona altamente sísmica (Ríos, E. R., 1975*).*

HIDROLOGIA EN LA CIUDAD DE MEXICO

La Cuenca de México tiene 9600 km^2 de extensión, ubicada a 2240 msnm, de origen volcánico y sujeta a movimientos telúricos importantes. Estos movimientos pueden tener su origen, tanto en la misma cuenca, como en cualquier lugar del Eje Neovolcánico o por la incidencia de placas tectónicas en el lado del Océano Pacifico.

Desde hace unos 80 millones de años, la cuenca se cerró, por una cadena montañosa que surgió en la parte sur. Los escurrimientos que se generan en las zonas montañosas de más de 90 corrientes, formaron 2 sistemas lacustres. Las corrientes localizadas, principalmente, en la parte poniente son las que aportan los flujos más caudalosos y este trabajo, nos centraremos en la hidrología de la parte sur y suroriente de la Cuenca, donde se encuentra la Ciudad de México y donde se fundaron las ciudades de México-Tenochtitlan y México-Tlatelolco.

Las lluvias predominantes son de tipo convectivo y su distribución es menor en la parte norte y noreste, donde las lluvias alcanzan valores de alrededor 400 mm anuales. En la parte suroeste, la lluvia media anual alcanza 1200 mm (Breña, A., 2010).

LAGO DE MEXICO

Al transformarse la Cuenca de México en una cuenca endorreica, se formaron dos sistemas lacustres, cada uno de ellos con diferentes tipos de agua. Centraremos nuestra atención en el gran protagonista de esta historia, el Lago de Texcoco, que siendo un lago "viejo" era salobre y poco profundo, en época de fuertes lluvias se convertía en un solo lago y en época de estiaje se formaban 5 lagos y sobre este lago se asentó la Ciudad de México-Tenochtitlan.

El gran Lago de Texcoco, se convirtió, por medio de obras hidráulicas, en un lago seccionado que tenía diferentes funciones. En la parte noreste y este se instalaron salinas desde tiempos muy remotos. Al fundarse las ciudades de México-Tenochtitlan y México-Tlatelolco, cada uno, sobre un pequeño islote, y aumentando su población, se utilizó una técnica de construcción de islotes artificiales, llamadas "chinampas" que aumentaban la parte habitable y agrícola de la ciudad.

Se construyó un gran dique conocido como el "Albarradón de Netzahualcóyotl" que tenía varias funciones, una de ellas era separar el lago en 2 partes de norte a sur. En la parte sur-poniente se encontraba la ciudad y por medio de diques se fue transformando esta parte del lago en una zona de agua dulce. Este proceso fue muy importante porque al aumentar la superficie, por medio de "chinampas" aumentaba la superficie cultivable. Este desarrollo provoco que la gran ciudad fuera casi autosuficiente alimentariamente. Sin embargo, una de las primeras conquistas del nuevo "imperio" fue hacia las zonas donde ya existían "chinampas".

Además, se construyeron, calzadas-dique y calzadas acueducto para abastecer a la ciudad de agua dulce y protegerla. Ahora bien, el gran problema eran las inundaciones, así como el abastecimiento de agua dulce y su drenaje. Para resolver el problema del drenaje, tanto urbano como pluvial, existían canales cuya pendiente se dirigía hacia tierra firme donde había lagunas de regulación y desaguaderos que dirigían el flujo hacia zonas de resumideros naturales. También se construyeron lagunas de regulación, para el flujo excedente en época de lluvias.

Los problemas mencionados, inundaciones, abastecimiento y drenaje han subsistido, de diferente manera, hasta nuestros días, además de otros que surgieron a lo largo del tiempo como los hundimientos diferenciales (Santoyo, V. E. et al, 2005).

PLANEACION HIDRAULICA PREHISPANICA

El poblamiento de la cuenca empezó aproximadamente 23 mil años antes de nuestra era y durante este periodo hubo varias ciudades que florecieron y "desaparecieron", como Teotihuacán. Una de las primeras ciudades fue Cuicuilco, en la parte sur de la Cuenca presentaba canalizaciones para irrigación de cultivos, y sistemas de abastecimiento y drenaje de la ciudad.

Una pregunta pertinente es: ¿De donde provenían estos grupos que llegaron desde los siglos XVIII-XIX- a.C, y a lo largo del tiempo poblaron la Cuenca?. De acuerdo con la arqueología los primeros pobladores (Siglo XVIII-XIX a.C), provenían tanto de la costa del Pacifico, como de la costa del Golfo de México. Un dato interesante es que uno de esos grupos, que provenían de la Costa del Golfo de México, llegó de una isla dentro de una zona pantanosa que hoy se conoce como San Lorenzo Tenochtitlan.

Uno de los problemas que había en ese lugar era el drenaje de sus ciudades. Los que provenían de la parte del Océano Pacífico, llegaron de lugares donde había lagos. Seguramente esos conocimientos que traían, tanto unos como otros, fueron aplicados, con sus modificaciones y adaptaciones, en la Cuenca de México. Durante milenios las migraciones se sucedieron una a una, provenientes de diferentes regiones, aportaron sus conocimientos, y contribuyeron a la solución de problemas en cada época.

Obviamente, también en la Cuenca de México, se desarrollaron conocimientos y tecnologías, que se adaptaron y aplicaron en la solución de los problemas del recurso hídrico. Finalmente en el Siglo X d.C llegaron a la Cuenca grupos provenientes del norte, entre ellos un grupo conocido como Azteca. Este grupo, el último en llegar, encontró que la Cuenca estaba ya ocupada por grupos que habían llegado antes que ellos y que habían fundado ciudades y poblaciones (Naranjo, M. F. 2015).

La característica era que todos los habitantes de los diferentes grupos estaban asentados en la orilla de los lagos y cada una dejó su legado de conocimientos que quedaron plasmados en las obras hidráulicas que se construyeron para su supervivencia. En síntesis, se puede asegurar que los diferentes grupos adquirieron un conocimiento preciso del ciclo hidrológico, así como la posesión de un cúmulo de mediciones, tanto de niveles en lagos y ríos y de datos hidrológicos, pero desafortunadamente nada de esto perduro a la largo del tiempo.

Sin este conocimiento no hubiera sido posible fundar una ciudad dentro de un lago salobre, y por medio de obras hidráulicas "seccionar" el lago haciéndolo apto, en ciertos lugares que ellos "escogieron", para desarrollar diferentes actividades como la explotación de las salinas, el cultivo tanto de plantas como animales y algas, incluyendo el alga "espirulina", etc.

Se desarrollaron técnicas agrícolas novedosas (chinampas) y se tuvo un control sobre los escurrimientos de las montañas que rodean la ciudad así como de las aguas del lago por medio de obras hidráulicas como lagos artificiales, calzadas-dique, calzadas-acueducto, canales, pozos, ramblas y en las montañas diferentes tipos de terrazas y presas de gavión. Seguramente la Cuenca tenía varios centros de observación situados estratégicamente para poder gestionarla de una manera integral. Esta forma de gestionar la cuenca terminó a la llegada de los conquistadores en 1521. Fue una tarea gigantesca que hasta la fecha no se ha vuelto a repetir (Rojas, T. 1986).

Con respecto de la hidrología urbana entre 1325 y 1521, formaba parte de la gestión de la Cuenca, y es preciso aclarar que la Cuenca se fundó sobre un pequeño islote dentro de un lago salobre, tenía varios manantiales de agua dulce, pero con el crecimiento de la ciudad, el agua dulce empezó a escasear y para incrementar su volumen inicio el acarreo de agua desde las orillas del lago por medio de canoas. A medida que la ciudad crecía, también las conquistas de lugares con recursos hídricos y de otro tipo, se llevaron a cabo.

Se construyeron acueductos que llevaban el agua desde estos manantiales, situados en tierra firme, hacia la ciudad. El agua, una vez que entraba a la ciudad se distribuía entre los canales de las chinampas por diferentes medios y solo la entrada al "centro ceremonial" contaba con tubería de barro, y poseía manantiales de agua dulce.

En relación al drenaje, las aguas residuales eran sometidas a un proceso de "degradación" separando los líquidos de los sólidos, mezclando los desechos sólidos con otros desechos orgánicos para hacerlos aptos para la agricultura. Este abono se vendía en el gran mercado de la ciudad de México-Tlatelolco, la ciudad gemela de México-Tenochtitlan (Naranjo, M. F. 2017).

Como se vio anteriormente, a partir del dominio de la Cuenca por México-Tenochtitlan, fue que se gestionó de manera integral con obras hidráulicas desde las montañas hasta el lago. Todo esto acabo en 1521 a la llegada de los conquistadores españoles.

EPOCA VIRREINAL (1521-1821)

En 1521 al terminar la conquista militar, las obras hidráulicas, dentro del lago, estaban casi totalmente destruidas, debido a que la conquista de México-Tenochtitlan y su ciudad gemela, México-Tlatelolco fueron escenario de la última batalla, donde los bergantines entraron al lago, destruyendo las obras hidráulicas, como los albarradones y canales, dejando a la Ciudad desprotegida y cortando el suministro de agua. Las obras situadas en las montañas fueron abandonadas parcialmente y con el tiempo abandonadas definitivamente, al igual que las que estaban en tierra firme y cerca del lago. Los lagos artificiales construidos para regular los flujos y la velocidad de los escurrimientos de las montañas, también fueron abandonados y más tarde, desecados (Naranjo M. F. 2017).

El resultado fueron inundaciones recurrentes, de gran duración y gran volumen, a parte de tener una insalubridad creciente. Esta situación llego a ser tan caótica en el siglo XVII, donde la ciudad permaneció 5 años inundada por 2 metros de agua y en consecuencia se tomó la decisión de abrir la Cuenca para poder drenar los lagos.

Es importante tomar en cuenta la procedencia de los conquistadores donde el agua se transportaba, por medio de magníficos acueductos, a grandes distancias, mientras que en México se aprovechaba el agua donde estaba. Al llegar a una ciudad que se ubicaba dentro de un lago, los problemas de salud se agudizaron. Esto aunado a las frecuentes inundaciones provocaron que, por presión, de los habitantes, los virreyes enviaran cartas, a los monarcas para que enviaran personas que pudieran solucionar los problemas, y que dicho sea de paso, ellos mismos los estaban provocando. Especialistas iban y venían, con todo tipo de soluciones, como sucede hasta hoy en día, y finalmente se decidió drenar los lagos.

Otro tema interesante es lo que pasó con la calidad del agua del lago, después de la conquista. Los conquistadores no tenían una "cultura" del agua en ciudades y del medio ambiente lacustre. Todos los deshechos, como cadáveres de animales y humanos, basura de toda índole eran arrojadas al lago. Si a esto le aumentamos que los conquistadores venían con enfermedades que no existían en América, el resultado fueron epidemias que diezmaron a la población indígena, solo un 10% de la población sobrevivió. Las epidemias eran constantes, debidas a la humedad y el calor y fue la causa que se eligió para drenar los lagos, creyendo que esta sería una solución definitiva, no obstante esta decisión ocasiono uno de los mayores desastres ecológicos, producidos por el ser humano, desecación del sistema lacustre de la Cuenca de México.

A partir de los conocimientos del conquistador Hernán Cortes y de la presencia de una nueva tecnología, observaciones y mano de obra indígena, surgieron innovaciones que desarrolló una ingeniería, no solo de larga permanencia, sino también de múltiples facetas.

Al consumarse la conquista, Hernán Cortes integró brigadas de trabajadores que se encargarían de reparar y poner en función el acueducto indígena de Chapultepec. Asimismo, ante la nula cultura hidráulica, las acequias se volvieron recipientes de deshechos de todas clases, esta fue una constante en la época que duro el virreinato. Un gran trabajo y tiempo se dedicó durante todo este tiempo a limpiar las acequias, y se expidieron leyes pero sin ningún éxito.

Aunque la ciudad era atravesada por una multitud de acequias y canales, y se encontraba en la margen de un conjunto de lagos, a menos de un año de fundada, la población, empezaba a padecer problemas del recurso hídrico. Inicialmente, el abastecimiento de los peninsulares fue con la misma práctica indígena del acarreo en cauces urbanos mediante "canoas". Posteriormente, se establecieron tomas de agua, y al principio esto satisfizo la demanda, aun cuando el sistema se ensuciaba fácilmente por estar a "cielo abierto" (Llanas, R. 2015).

Al pasar el tiempo y habiéndose repartido las tierras surgieron las huertas, algunas de ellas se ubicaron, dentro de la traza, lo que provocó que el agua se tuviera que repartir, entre la población y los sembradíos. La solución fue el "tandeo" tanto para el riego como para el consumo de los habitantes. El cuidado del agua era inexistente, la población crecía y la demanda de bienes y servicios también. Se autorizaron los molinos de trigo que estaban a orillas de los ríos y se procuró la limpieza de las acequias y mantener cuidado en los manantiales. Dentro de la traza, en áreas pobladas, se prohibía el lanzar agua sucia o limpia a las calles.

El acarreamiento del suelo fue sin medida y con esto se formaban "charcos" que traían problemas de insalubridad. Se apropiaron también de todos los islotes, pasando a ser particulares y alrededor de 1528 el problema de la insalubridad crecía. El aseo citadino estaba correlacionado con las muertes de los enfermos de tifo, quienes eran arrojados a las calles, a las acequias, a las riberas de los ríos y el lago o se tiraban en los montones de basura. En 1527 se obligó a enterrar a los muertos so penas de multas y se emitieron una serie de disposiciones. Se prohibió que los animales muertos fueran tirados, y se empezó a "rellanar" el lago con basura para aumentar la superficie, tanto para habitación como para el pastoreo de los animales.

En el año de 1531, dos problemas eran los más graves, la agresión por invasiones de ganado y la contaminación y desvío, por parte de los particulares de los ríos que alimentaban los pastos. La población y la ciudad seguían creciendo y la llegada de migrantes contribuyó a desequilibrar el suministro de agua. Empezaron a surgir rastros, carnicerías, tenerías y otros negocios y estos servicios demandaba más agua y la insalubridad crecía

En este periodo se trato de que la ciudad tuviera un avance tecnológico en el tema del agua. Para esto se instaló, a partir de una gran fuente, denominada La Mariscala, una red subterránea, con el propósito de alimentar a la ciudad cubriendo áreas cada vez mayores, sin importar su distancia y preservar la sanidad del agua ante la incidencia de enfermedades gastrointestinales. Con ello la población comenzó a gozar del privilegio de tener agua en su casa y en mayor cantidad. Sin embargo, al cabo de un tiempo el agua volvió a escasear y las enfermedades gastrointestinales aumentaron de manera alarmante.

El gobierno no entendía lo que estaba pasando, pues la red respondía a patrones de calidad en todos los sentidos. Lo que empezaba a presentarse fue un problema que hasta la fecha sigue presente: la ciudad se hundía. Esto se debió a la construcción, sobre zonas poco consolidadas y de material frágil del fondo de los lagos, de pesadas edificaciones. Esto se manifestaba en la pérdida de verticalidad de los edificios y fracturas de los propios inmuebles, así como en la ruptura del acueducto y la red subterránea de agua, con la consiguiente pérdida de líquido.

Después de varios experimentos con el tipo y material de la tubería se decidió colocar tubería de barro en una atarjea y cubrirla de lozas, lo cual, en un principio redujo el número de fracturas, sin

embargo se presentó una disminución en el caudal y el aumento de humedad. Se experimentó entonces con tubería de barro, pero con juntas machimbradas y retacada con estopa, brea y aceite grueso. Esta mezcla se endurecía sin solidificarse, lo que permitía una pequeña flexibilidad en la unión, que sumada a la longitud de los tubos, daba una tubería "flexible". Sin embargo las fracturas en la red no se evitaban. Adicionalmente, cuando la red de agua empezó a dar resultados satisfactorios, empezó el cobro por su uso y quien cobraba era el Ayuntamiento (Llanas, R. 2015).

La demanda de papel, hizo que hacia 1534 se instalara, el primer molino de papel, al suroriente de la ciudad. En 1544 se estableció la primera cervecería y esto trajo como consecuencia contaminación a los mantos freáticos.

La Ciudad seguía creciendo y el desabasto de agua, en la zona urbana, cada vez más extensa, era un problema nuevamente. El cuidado de las acequias seguía y las tenerías fueron ubicadas fuera de la ciudad. Surgieron entonces, las caleras, las cuales, desde un principio estuvieron muy bien controladas.

El 14 de noviembre de 1552, se presentaron lluvias inesperadas, torrenciales y continuas lo que provocó la inundación de extensas áreas del norponiente de la ciudad. A esas horas se empezaron a reparar las calzadas afectadas y diversas obras a corto plazo para prevenir desastres por lluvias de tipo convectivo. Se repararon diques, se limpiaron las acequias, se inspeccionaron los ríos del poniente.

En 1555, en el mes de septiembre, nuevamente cayeron lluvias torrenciales, aunque estas duraron menos de 24 horas, sin embargo se inundó la ciudad, causando severos daños y la aparición de enfermedades. Las "soluciones" fueron las mismas, aunque de mayor amplitud y detalle y estas obras duraron un año aproximadamente y se convocó a presentar proyectos para prevenir desastres por lluvias.

En 1564 se buscó una solución a la escasez de agua, se optó por construir un nuevo acueducto encausando el agua de los manantiales del sur. Aquí empezó "la solución" al abasto de agua de la ciudad. Llevar el agua de lugares cada vez más alejados, modelo que sigue hasta hoy.

En el año de 1566 la capital era un caos y el virrey entrante se propuso desaparecer la imagen caótica, siendo el abasto del agua uno de los principales problemas. En los primeros días del mes de julio, lluvias fuertes en el norte de la Cuenca, alarmaron al virrey y de inmediato se dispuso de financiamiento para pagar la reparación de los bordos de los ríos, para poder evitar una inundación.

En 1568 la escasez de agua continuaba y una de sus primeras acciones, de esta administración, consistió en inspeccionar el alimentador urbano de Chapultepec, donde encontró caños azolvados y sucios. Sin embargo, a pesar de la limpieza que se efectuó, el problema no se solucionó, siendo el problema el volumen de aforo. Esta administración, siguió con la tendencia de acarrear agua, en esta ocasión de los manantiales del poniente, situados a unos 20 kilómetros del centro de la ciudad.

Asimismo, se construyó un acueducto de dos cuerpos y de más de 900 arcos, incluyendo un colector de alimentación subterránea que cubriría sitios alejados. Sin embargo el proyecto de los manantiales del sur seguía en pie, pero se tuvo que suspender para dar paso al proyecto de los manantiales del poniente. Este nuevo aforo alcanzo también por primera vez para abastecer a los barrios indígenas. Sin embargo el problema de los hundimientos se agudizaba y cada vez eran más graves.

Otra manifestación de los hundimientos fue la aparición de socavones que se empezaron a rellenar con basura y esto, en su momento, pareció una excelente idea. Sin embargo fue una "solución" con la que hasta la fecha seguimos padeciendo. Los acueductos y la red subterránea también sufrieron daños y estas manifestaciones dio como resultado la escasez de agua nuevamente y se empezó a aplicar, nuevamente el tandeo, empezando por racionar el agua a los usuarios que no tenían al corriente sus pagos (Llanas, R. 2015).

Posteriormente en 1579, las lluvias provocaron fuertes inundaciones, primero en los pueblos circunvecinos y después en las vertientes de las serranías cercanas a los lagos del norte, donde se rompieron sus respectivos diques y se volcaron las aguas sobre la ciudad. Las "soluciones" propuestas fueron las mismas y en febrero de 1580 empezó la supervisión de los ríos por el virrey. En la comitiva iba el cosmógrafo del rey siendo él que le comunico al virrey lo que se tenía que hacer, es decir, se debía abrir una zanja profundiza hacia el centro de la ciudad. Hubo más propuestas de obras, aunque al no presentarse nuevamente las lluvias torrenciales, los trabajos se limitaron a reparar calzadas y construir diques.

Adicionalmente, a mediados de enero de 1580 las acequias ubicadas al sur, mostraban una elevación en su nivel y de inmediato se llevó a cabo una inspección para saber de donde provenían las corrientes que elevaban el nivel de las acequias. Se determinó que provenían de los ríos que abastecían las zonas del sur, por lo que se giraron instrucciones de "tapiar" el río o la fuente que estuviera provocando la elevación de los niveles en las acequias. Siete días más tarde, ya se había corregido el daño.

Vino una nueva administración, que propuso, en 1581 complementar la alimentación subterránea mediante la construcción de un cuarto eje básico. Este nuevo eje fue construido en 1582, y otra medida fue el programa de desaguaderos urbanos para evitar las inundaciones, y aunque había otros proyectos, ninguno se realizó debido a que la atención fue desviada hacia los temblores que habían ocurrido ese año.

Dichos temblores coincidieron con la obra pública, como los del 11 de abril y 11 de septiembre. El primero sacudió la ciudad dos veces el mismo día y el segundo fueron una serie de sismos por la noche.

El evento más intenso fue en 1582, cuando la población asumió que "se los tragaba la tierra". El 11 de octubre de 1583, se sintió un temblor muy fuerte que arruinó muchos edificios y obviamente todo lo relacionado con las redes hidráulicas. Mientras la población seguía creciendo, por lo que fueron ampliándose las áreas "distantes".

En el año de 1584 llego un virrey interino que se dio cuenta que los dueños de la industria textil extraían agua, de los acueductos, en forma clandestina y dañaban las estructuras. Esta administración solo duro un año.

En 1590 un nuevo cambio de administración trajo nuevas ideas. Una de ellas era modernizar la ciudad y se tradujo en la planeación de diversas obras civiles. En cuestiones de agua y desaguaderos, se recomendaron visitas a cañerías para resolver la escasez de agua en las fuentes públicas. Se determinó que esta escasez se debía a las fugas de agua en las redes y en cuanto se recuperaba el volumen de distribución, las demandas retornaban, pero ahora con la modalidad de sugerir en donde se debía captar el líquido.

El problema era que al desconocer que se trataba de un problema de mecánica de suelos y no de ingeniería civil, todas las reparaciones de los acueductos averiados resulto inútil, como también tratar de aumentar o corregir el volumen acarreado de agua. Se le aumento un canal más al acueducto de Chapultepec para que el volumen de agua aumentaran (Santoyo V. E. y al, 2005)

Llagaba el cambio de siglo y con el los problemas que se avecinaban eran mayores y en 1596 llega un nuevo virrey, el Conde de Monterrey, al cual le toca un cambio de siglo. Se presentaron dos problemas conflictivos en todos los órdenes, ya que se alternaban sequías con inundaciones y hubo pandemias.

A partir de 1597, se presentaron dos problemas, uno de ellos fueron los hundimientos en toda la infraestructura hidráulica y el otro problema fueron los altos precios de los materiales de construcción, así como los robos de los mismos. La estrategia de comenzar todas las obras, tuvo como consecuencia el fracaso, especialmente en lo referente a la reparación de los ejes de distribución. Ante

este panorama, el virrey propuso la moderna técnica de aplicar placas de plomo en la tubería fracturada.

Hacia principios del siglo XVII el plomo se dejo de usar en tuberías y solo se utilizó en las composturas de las redes, y por supuesto la ciudad seguía hundiéndose con severas afectaciones a la red flexible. Las fuentes se secaron y las brigadas de reparación no se daban abasto, las obras se hicieron con lentitud. El problema de las acequias seguía, y se propuso que había que limpiarlas, incluyendo los desaguaderos.

Ante las lluvias tempranas, el virrey propuso una tecnología preventiva fluvial para reparar los derrames de ciertos ríos. Este plan de limpiar las acequias en el mes de abril, ha subsistido hasta la fecha, aunque ya no existen acequias y se aplica a los drenajes.

En agosto de 1601, cayeron lluvias torrenciales provocando que los ríos broncos del norponiente se desbordaran, y al siguiente año, en abril de 1602, se reporta que hubo inundaciones en la zona urbana; esto se combatió con la limpieza y el desagüe de las calles. En este siglo se apoyó el desarrollo de la tecnología para beneficio de la sociedad y evitar el caos en la ciudad gracias al perfeccionamiento de "artificios" mecánicos, puentes levadizos, compuertas "sin retorno" en las acequias de evacuación, que permitían prevenir desastres, y la aplicación y adaptación de bombas hidráulicas en puntos críticos urbanos en caso de inundaciones extremas.

En el año de 1603 hubo cambio de administración. La imagen de vulnerabilidad en que se encontraba la ciudad, se trataba de esconder, los problemas referentes a la mecánica de suelos y los eventos meteorológicos eran parte de esa vulnerabilidad sin olvidar los movimientos telúricos. El virrey trataba de encontrar una solución, cuando en 1604 cayeron lluvias torrenciales y, en esta ocasión el virrey demostró su capacidad administrativa.

La primera gran obra de ese siglo fue para prevenir desastres por lluvia, en la ciudad, con el apoyo de tres líneas de acción. La primera era recuperar en lo posible el plan de prevención de desastres prehispánico y no solo reforzar las calzadas-dique existentes, sino también construir las que fueran necesarias. La importancia de estas vías fue crear inmensos vasos de control hidráulico, como en la época prehispánica La segunda fue el construir una presa en el norponiente del valle, para controlar los escurrimientos de esa zona. La tercera fue la construcción de una serie da canalizaciones que descargaran las precipitaciones excedentes a unos "desaguaderos", de tal manera trazados y ubicados que pudieran entrar en servicio en caso de emergencia y acarrear los caudales fuera de la urbe. Esto último se llevó a cabo mediante un desagüe directo a la cañada del pueblo de Tequisquiac (Llanas, R., 1996).

En agosto de 1604, ocurrió la mayor inundación que se tenía noticia, después de la caída de Tenochtitlan. La afectación duro un año y la causa probable fue el Albarradón de San Lázaro, al oriente de la ciudad, debido a que este dique estaba casi destruido, debido al robo de materiales durante años. El virrey llevó a cabo una reunión y se convino en recuperar el Albarradón, poner compuertas en partes convenientes para que el agua entrara y saliera mediante el mínimo daño posible. El Albarradón se recuperó en su totalidad y se colocaron 7 compuertas a la altura de las siete acequias principales que atravesaban la traza urbana. Se siguieron celebrando contratos para la instalación de pilas y la instalación de tubería y por otra parte el suelo seguía presentando un estado lamentable.

En 1607 cambian al virrey a Perú y es substituido por un nuevo virrey. Esta administración se destacó por su interés en prevenir desastres y para esta acción se convocó a presentar propuestas para terminar con las inundaciones. El virrey, presintiendo que podían llegar lluvias de gran volumen, procedió a dar inicio a la obra del siglo: el desagüe de los lagos de la cuenca. Finalmente en 1608 se empezaron las obras, en el norte de la Cuenca, de un túnel (Nochistongo) que por lo complejo de su construcción (derrumbes) y con miles de indígenas muertos, terminó siendo un tajo, hoy conocido como el Tajo de Nochistongo.

Esta obra modificó drásticamente el medio ambiente, que había prevalecido, en la Cuenca de México durante milenios y la convirtió en una cuenca abierta, que actualmente, desemboca en el Golfo de México. La transformación de la tecnología solo agravó la situación, las inundaciones seguían, y se comenzó por drenar los lagos del norte, pero al final la idea era drenar todos los lagos, terminando este proceso en el siglo XX con el drenaje de uno de los últimos grandes lagos, el Lago de Chalco (Llanas, R., 1996).

En 1607 se informó, que grandes corrientes del poniente se encauzaban por los ríos y en un momento los habitantes de la ciudad vieron cómo se inundaban sus casas y se perdían los puentes y las acequias. En 1608 se dieron cuenta que el Lago de Texcoco se encontraba más arriba que la ciudad y esto representaba un peligro eminente.

En marzo de 1623, la administración en turno decidió romper todos los diques y las calzadas, así como tapar el desagüe para que las aguas se volcaran sobre la ciudad. Esta decisión la tomó porque quería saber el peso del agua y verificar si era útil o inútil, la obra del desagüe y con ellos justificar las erogaciones.

El 19 de octubre se presentaron aguaceros de manera abundante, el gobierno dicto varias medidas para conocer el volumen de las diversas áreas de acumulación. La terrible inundación que provocó, hizo que el virrey tuviera que refugiarse en un convento hasta que llegara el nuevo virrey, mientras hubo una Audiencia Gobernadora.

Durante el gobierno del Marques de Cerralvo (1624-1635), a su llegada encontró que la situación era grave. Los resultados de la devastación del medio ambiente, la extensión de cultivos, deforestación, el pastoreo descontrolado, estaban dando sus resultados. Las fuertes lluvias empeoraban la situación y se le aconsejó elevar el nivel de varias calzadas y los diques y drenar y detener con una presa de mampostería las avenidas del uno de los ríos del noreste (Llanas, R. et. al., 2000).

En junio de 1629 llegaron las precipitaciones, no obstante la gente no se alarmó porque confiaba en la autoridad. El 20 de junio se desbordó uno de los grandes ríos del poniente, sobre uno de los lagos del norte, destruyendo la calzada-dique y el agua se precipito hacia el Lago de Texcoco y en cuestión de horas, la ciudad se inundó. Esta vez la inundación duro 5 años. La imagen de la ciudad era insólita: bombas desaguadoras por sectores, pasarelas de madera en las calles de mayor tránsito y puentes levadizos cada 3 calles para el paso de trajineras con provisiones.

La "solución" fue la misma de siempre, hacer una inspección y convocar a nuevos proyectos, incluyendo a la población para elevar el nivel de sus banquetas y hacer una especie de calle, para que pudieran entrar por los segundos pisos.

En 1630, a pesar que la ciudad seguía inundada se empezó con un programa de prevención de desastres, con la esperanza que no llegaran nuevamente las lluvias y el 1° de octubre de ese año se daba a conocer la decisión de hacer un desagüe general que protegiera a la capital de desastres. En 1631 se confirmaba continuar con las obras del desagüe y en una misiva del Rey decía que le extrañaba que no hubieran pensado en mudar la ciudad a un mejor sitio.

Se estimó, que el resultado de esta inundación fueron 20 mil indígenas muertos y que, de las 20 mil familias españolas que habitaban en la ciudad, solo quedaban alrededor de 400. Llega el año de 1635, cuando arriba el nuevo virrey y su prioridad fue aplicar la tecnología a los problemas de inundaciones y desagüe.

El año de 1637 fue un año de temblores y con ellos todas las consecuencias que se tenían. Por lo trascendental de la obra de desagüe se ordenó que se escribiera la primera memoria del desagüe de México, que se editó en 1637 (Peña, P. y Levi, E., 1989).

El resto del siglo XVII pasó de la misma manera que se ha visto. El tiempo se iba en proyectos, limpieza de acequias, mantenimiento a los acueductos y diques. La población crecía, y se demandaban

mas servicios y de mayor calidad. Las obras de desagüe siguieron, con problemas, tanto técnicos como financieros. Los movimientos telúricos continuaban.

Llego el siglo XVIII, este siglo se caracterizó por haber sufrido una gran cantidad de temblores, con su consecuentes resultados en las obras hidráulicas. Las obras de drenaje proseguían.

Prácticamente, cada inicio de siglo se temía que la capital sufriera graves afectaciones por las lluvias. Por esta razón, en 1800, se programó la limpia de los ríos que circundaban la ciudad y se hizo una programación para que se efectuara una limpia anual.

En 1801 las acequias, por ser vías hídricas, en cierta forma eran un riesgo de inundación, al no descargar en el Lago de Texcoco. En este mismo año, se propuso un reconocimiento con énfasis en las acequias que sirvieron de gargantas al desagüe. Para revenir a la capital de un desastre cercano por la cercanía de las lluvias, se ordenó una limpia generalizada de 30 acequias, consideradas como principales, aparte de muchas vías hídricas, no incluidas en esta clasificación.

Todo parecía tranquilo, hasta que en 1802, en el mes de agosto, las lluvias prolongadas y torrenciales, inundaron la ciudad. Esto hizo que se retomara un proyecto planteado por el Ayuntamiento en el siglo XVIII, que consistía en construir una zanja, o acequia cuadrada, para poder captar los volúmenes de agua que provenían de los cuatro puntos cardinales para contrarrestar la practica errónea de haber cegado una gran cantidad de acequias con el pretexto de sanear el ambienta urbano (Levi, E. 1989).

Los reclamos de la población hicieron que se juzgara conveniente hacer un nuevo proyecto que consistía en abrir zanjas hasta el Lago de Texcoco.

Entre 1808 y 1809 la Acequia Real estaba en un estado de desaseo total y se ordenó una limpia general. En 1810, se proclamó la Independencia de México. Entre 1816 y 1821, se limpiaron lasa acequias, a pesar de un cambio de régimen. Las acequias que se limpiaron fueron las acequias navegables, al norte de la capital. En 1818 se propuso, una vez más la recuperación de todas las acequias y zanjas.

EPOCA INDEPENDIENTE (1821-1921)

El modelo fallido, de gestión del agua instaurado a raíz de la conquista siguió y sigue operando, con las mismas consecuencias. Nunca se dieron cuenta que el problema de las inundaciones, no se resolvía en la parte donde estuvo el lago, sino que se debía empezar por restaurar las obras hidráulicas que todavía existían en las montañas circundantes y las pocas que quedaban en los pequeños lagos que de alguna manera habían logrado sobrevivir.

Con el nuevo régimen de gobierno, siguieron las complicaciones por el problema del agua, alternándose sequías e inundaciones. La población seguía creciendo. El movimiento independiente trajo un nuevo orden de gobierno que heredó todos los problemas que se tenían desde principios del virreinato y aun, antes de eso. Claramente, las condiciones habían cambiado. Los primeros gobiernos de esta nueva época no tenían la experiencia para resolver los problemas, al igual que los conquistadores en el siglo XVI.

Durante la Regencia (1822) se pregonó, nuevamente la recuperación de ríos. En 1826 entró en vigor un reglamento sobre limpia de ríos y acequias y que, en apariencia, reforzó la administración del primer presidente. Durante la primera presidencia (1824-1828) la consigna fue mejorar los servicios en la ciudad. Se impusieron sanciones para los vecinos que vertieran agua sucia o limpia por ventanas y puertas. Al terminar este primer periodo presidencial, se reiniciaron las luchas por el poder y esto debilitó al gobierno y como consecuencia se descuidaron las obras públicas, entre esto, el agua.

Después de 9 años, se volvieron a atender los ríos. Para estas fechas, se dieron cuenta que ya no bastaba con la limpieza de las obras, había que retomar el realizar nuevos proyectos o retomar los antiguos. En 1843 se convocó a presentar proyectos para evitar las inundaciones.

Durante la intervención norteamericana, se programó, en 1847, la recuperación de todas las vías hidráulicas internas, y tres años después se amplió la limpia a la periferia. Durante 1856 creció el Lago de Texcoco y el agua se aproximó, peligrosamente, a la ciudad. Nuevamente se convocó a presentar proyectos. El proyecto triunfador planteaba construir un canal de más o menos 50 kilómetros, que concluyera, al norte de la ciudad. El túnel tendría, más o menos 8 kilómetros con un canal terminal de 1.5 kilómetros y 3 canales secundarios. El canal principal se calculó para un gasto máximo de 33 metros cúbicos. Este proyecto no se llevó a cabo por el surgimiento, de un nuevo conflicto armado, y el proyecto se olvidó.

Durante 1865, las lluvias fueron abundantes y persistentes, era la época del Primer Imperio, es decir nuevamente cambio la administración, y esta vez fue un extranjero, Maximiliano de Habsburgo, el que tuvo la responsabilidad de gobernar, el país. En octubre de ese año, las aguas del Lago de Texcoco empezaron a invadir la ciudad. Hubo varias sugerencias y la que se llevo a cabo consintió en "aislar" el Lago de Texcoco, y sus afluentes, mediante un dique. Esto, en apariencia dio resultado y se prosiguió a poner esta solución en otros lagos.

Este siglo se cerró, con una muy grave escasez de agua potable, esto trajo como consecuencia el aumento de perforación de pozos y se retomó el proyecto del abasto urbano mediante fuentes cada vez más lejanas. Con respecto al abastecimiento de agua potable, para 1900 la capital se alimentaba con 3 clases de agua: fluvial, de manantial y de pozos. El aumento del número de pozos y la mejora en la tecnología de bombeo, trajo como resultado el rápido hundimiento, de una forma diferencial, de la ciudad.

Como la ciudad seguía creciendo, el volumen de agua requerida era cada vez mayor. La escasez de agua se acentuaba con los temblores que fracturaban las tuberías y cuya reparación duraba semanas o meses. Como consecuencia de este problema se pensó en aumentar el caudal, esto se logro con el entubamiento de los manantiales del sur de la ciudad.

En 1902 el sistema de drenaje urbano se efectuaba por medio de tubería de fierro destinada a recoger aguas residuales y pluviales de las calles y por medio de grandes colectores recibir ambos tipos de agua y conducirlas al Gran Canal. La primera década del siglo XX se reconstruyeron muchas obras públicas, como lo fue, en 1904 el perfeccionamiento del drenaje y el abasto de agua. Un nuevo rubro fue el desarrollo de diversas ramas de la ciencia, incluida la ingeniería. Todo esto se vio interrumpido cuando en 1910 surgió un gran movimiento armado, conocido como "revolución mexicana".

A principio del siglo XX se firmó un acuerdo para que el agua residual de la Ciudad de México fuera a irrigar una cuenca vecina conocida como Valle de Mezquital. Actualmente es la zona irrigada con aguas negras más grande del mundo.

Las inundaciones no terminaron, debido a que resurgió el problema, de los hundimientos diferenciales debido a la explotación, cada vez más agresiva de los acuíferos de la Ciudad de México y su zona conurbada, para fines de abastecimiento de agua potable. La ciudad seguía creciendo. Este fenómeno hizo que el drenaje, que en un principio fue por gravedad, empezara a ser por bombeo y esto se fue ampliando. Este fenómeno también provocó y provoca el rompimiento de tuberías tanto de agua potable como de drenaje. Otro factor muy importante en toda esta historia fueron los movimientos telúricos, que también dañaban y dañan las obras hidráulicas.

EPOCA ACTUAL (1921-20018)

El bombeo, cada vez fue más eficiente, aceleró los hundimientos y los daños a las redes de abastecimiento y drenaje fueron, y son, cada vez mayores. Desde los años 40's del siglo XX se empezaron a hacer estudios para llevar agua por medio de transvases a la Ciudad de México. Primero fue el agua del Alto Lerma, en la cuenca vecina ciudad de Toluca y en los años 70´s la Cuenca del Río Cutzamala (25%), con una longitud de 330 kilómetros, de canales, túneles y acueductos 7 presas y un bombeo de casi 1100 metros, con 6 plantas de bombeo, con una capacidad de 20 m^3/s.

Actualmente más o menos entre el 65% y 70% del abastecimiento viene de los acuíferos de la Ciudad de México y su zona conurbada que cuenta con 23 millones de habitantes teniendo un déficit de más o menos 10 m3/seg.

Con respecto al drenaje en 1970 se construyó el Drenaje Profundo que drena por gravedad la parte centro poniente de la Ciudad de México y zona conurbada y actualmente se está construyendo un nuevo dren en el oriente de la Ciudad que se conoce como Túnel Emisor Oriente para drenar las aguas de la parte oriente de la ciudad.

CONCLUSION

Las obras hidráulicas han sido esenciales para la supervivencia de la Ciudad de México, desde la época prehispánica hasta la actualidad. Las obras han variado de acuerdo con las necesidades de la población y esto ha hecho que actualmente su manejo sea sumamente complicado. Nuevos fenómenos se fueron agregando con el tiempo, algunos debido a la tecnología y sus soluciones han tenido que ser locales. En una ciudad tan compleja las soluciones provenientes del extranjero han sido limitadas y en su mayoría poco afortunadas. Actualmente la situación ha abierto las puertas a un nuevo fenómeno que es la mitigación como una "solución" para evitar el colapso.

La Ciudad de México es, como todas las ciudades, una ciudad con características propias y muy vulnerables debido a su ubicación y condiciones físicas, agravado por la gran población que habitamos en ella.

REFERENCIAS

Breña, A. (2010). *"Hidrología urbana",* Colección CBI, Universidad Autónoma Metropolitana-Iztapalapa, México.

Levi, E. (1989). *"El Agua según la Ciencia"*. CONACYT, México.

Llanas, R. et. al (1996). *"Residuos sólidos y ecología en México: una visión histórica"*. AMCRSP, Instituto Nacional de Ecología. México.

Llanas, R. et. al (2000). *"Precursores y realizadores de la ingeniería mecánica en México"*. Instituto de Ingeniería, UNAM, México.

Llanas, R. (2015). *"Ingeniería en México, 400 Años de Historia*". Instituto de Ingeniería, UNAM, México.

Naranjo, M. F. (2015). *"Manejo hidráulico de la Cuenca de México en la época prehispánica*". CIAMA, México.

Naranjo, M. F. (2017). *"Historia de la hidrología urbana en la Ciudad de México, época prehispánica"*. CIAMA, México.

Peña, P. y Levi, E. (1989). "*Historia de la hidráulica en México, Abastecimiento de agua desde época prehispánica hasta el Porfiriato*" Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.

Ríos, E. R. (1975*). "Memoria de las obras del Sistema de Drenaje Profundo del Distrito Federal"*. Departamento del Distrito Federal, México.

Rojas, T. (1986). *"Nuevas noticias sobre las obras hidráulicas prehispánicas y coloniales en el Valle de México"*. INAH, Centro de Investigaciones Superiores, México.

Santoyo, V. E. et al (2005). *"Síntesis Geotécnica de la Cuenca del Valle de México".* TGC geotecnia S. A. de C. V., México.

IAHR AIIH
XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

MANEJO DEL AGUA EN GRANDES CIUDADES: ZONA METROPOLITANA DEL VALLE DE MEXICO

Agustin Felipe Breña Puyol, Claudia Rojas Serna, Marco Antonio Jacobo Villa
Universidad Autónoma Metropolitana-Iztapalapa, Departamento de Ingeniería de Procesos e Hidráulica,
Av. San Rafael Atlixco No.186, 09340, Ciudad de México
bpaf@xanum.uam.mx, crs@xanum.uam.mx, majv@xanum.uam.mx

RESUMEN: Actualmente, el modelo hídrico que se aplica para analizar los procesos del recurso agua asociados con el abastecimiento de agua, el drenaje urbano y el saneamiento de las aguas residuales, en las grandes ciudades o zonas metropolitanas, resulta ser obsoleto ya que los servicios se han manejado en forma individual sin contemplar las interrelaciones que existen entre ellos. En efecto, si se analizan los niveles de cobertura de los tres servicios que reciben los habitantes de un núcleo urbano, se detectan valores muy heterogéneos, ya que los organismos encargados de su administración no contemplan la interrelación que existe entre los tres servicios. En fin, para ilustrar la problemática derivado por el manejo obsoleto del agua en grandes ciudades, se ha seleccionado para su análisis la Zona Metropolitana del Valle de México (ZMVM), núcleo urbano donde habitan más de 20 millones de personas. La metodología utilizada para llevar a cabo tal acción consiste en determinar, el diagnostico de los tres servicios del agua, el cual incluye los niveles de cobertura del abastecimiento, drenaje urbano y saneamiento de aguas residuales. Posteriormente, el balance hidráulico y la disponibilidad, incluyendo los hundimientos diferenciales del subsuelo y las inundaciones, procesos derivados por el manejo inadecuado del recurso agua. Con los resultados obtenidos, se describen las posibles soluciones, enfocadas a reducir o atenuar la problemática del agua en la ZMVM.

ABSTRACT: Today, the water model used to analyze water resources processes associated with water supply, urban drainage and wastewater treatment, in large cities or metropolitan areas, turns out to be obsolete since services have been managed individually without contemplating the interrelationships that exist between them. In effect, if the levels of coverage of the three services received by the inhabitants of an urban nucleus are analyzed, very heterogeneous values are detected, since the agencies in charge of its administration do not contemplate the interrelation that exists between the three services. Finally, to illustrate the problems derived from the obsolete management of water in large cities, the Metropolitan Zone of the Valley of Mexico (ZMVM), an urban center inhabited by more than 20 million people, has been selected for analysis. The methodology used to carry out such action consists of determining the diagnosis of the three water services, which includes the levels of supply coverage, urban drainage and wastewater treatment. Later, the hydraulic balance and the availability, including the differential subsidence of the subsoil and the floods, processes derived from the inadequate management of the water resource. With the results obtained, the possible solutions are described, focused on reducing or attenuating the water problem in the ZMVM.

PALABRAS CLAVES: Zona metropolitana, Drenaje urbano, Sistema lacustre, Aguas residuales

INTRODUCCIÓN

El manejo inadecuado del recurso hídrico en las grandes ciudades o zonas metropolitanas ha provocado una problemática muy compleja en el abastecimiento de agua potable, drenaje urbano y saneamiento de las aguas residuales, servicios que reciben los usuarios domésticos. Las causas principales son la ausencia de una planeación urbana y ordenamiento territorial, manejo independiente de los tres servicios sin contemplar sus interacciones y asociaciones y de aspectos particulares que dependen de la cuenca de análisis.

En efecto, si se analizan los niveles de cobertura de los tres servicios asociados con el agua que reciben los habitantes de un núcleo urbano, se detecta una heterogeneidad muy acentuada. Por ejemplo, en la mayoría de las grandes ciudades de nuestro país, se observa que el abastecimiento de agua potable tiene el porcentaje de mayor cobertura, posteriormente el drenaje urbano y finalmente el saneamiento de las aguas residuales.

Además, los servicios de agua potable, drenaje urbano y saneamiento de las ciudades deberían tener un equilibrio en sus niveles de cobertura, situación que no ocurre ya que los organismos encargados de su administración no contemplan la interrelación que existe entre los tres servicios.

Actualmente, núcleos urbanos tales como la Ciudad de México, Ciudad de Cabo, Sao Paolo, Bangalore, Beijing, Cairo, Yakarta, Moscú, Estambul, Londres, Tokio, Miami y algunas otras más, presentan una problemática asociada con el recurso hídrico.

Por tal situación y para conocer las complicaciones y problemática del recurso agua que ocurren en la Zona Metropolitana del Valle de México (ZMVM), núcleo urbano donde habitan actualmente más de 20 millones de personas, se analizan el diagnóstico, el balance hidrológico y la disponibilidad del agua y con sus resultados se plantean las soluciones y retos para evitar un colapso total del agua en la zona de estudio. Adicionalmente, se analizan los procesos de las inundaciones e hundimientos diferenciales del subsuelo, fenómeno de gran incidencia en la ZMVM.

La metodología utilizada para llevar a cabo tal acción consiste en determinar, el diagnostico de los tres servicios del agua, el cual incluye los niveles de cobertura del abastecimiento, drenaje urbano y saneamiento de aguas residuales. Posteriormente, el balance hidráulico y la disponibilidad, incluyendo los hundimientos diferenciales del subsuelo y las inundaciones, procesos derivados por el manejo inadecuado del recurso agua. Con los resultados obtenidos, se describen las posibles soluciones, enfocadas a reducir o atenuar la problemática del agua en la ZMVM.

ÁREA DE ANÁLISIS

El área de análisis está conformada por la Ciudad de México y su zona conurbada, denominada Zona Metropolitana del Valle de México (ZMVM), se encuentra localizada, desde el punto de vista geográfico, en la Cuenca de México, ubicada en la parte sur de la Mesa Central entre los paralelos 19° 03’ 53” y 20° 11’ 09” de latitud norte y entre los meridianos 98° 11’ 53” y 99° 30’ 24” de longitud oeste.

La superficie de la Cuenca de México es de 9600 km^2 y su superficie está constituida por porciones de diferente tamaño de los estados de Hidalgo, Tlaxcala, Puebla y México y por el área de la Ciudad de México, y posee tres zonas típicas con características diferentes: la zona plana que corresponde al área impermeable de los antiguos lagos lacustres; la zona de lomeríos; y la zona montañosa.

Con relación a su extensión territorial, el área urbana de la ZMVM, está integrada por las 16 Delegaciones de la Ciudad de México, por 59 municipios del estado de México y 1 municipio del estado de Hidalgo y su magnitud ha evolucionado en forma vertiginosa en los últimos cien años (SEDESOL, CONAPO, INEGI, 2005). La figura 1 ilustra la ubicación geográfica de la Zona Metropolitana del Valle de México.

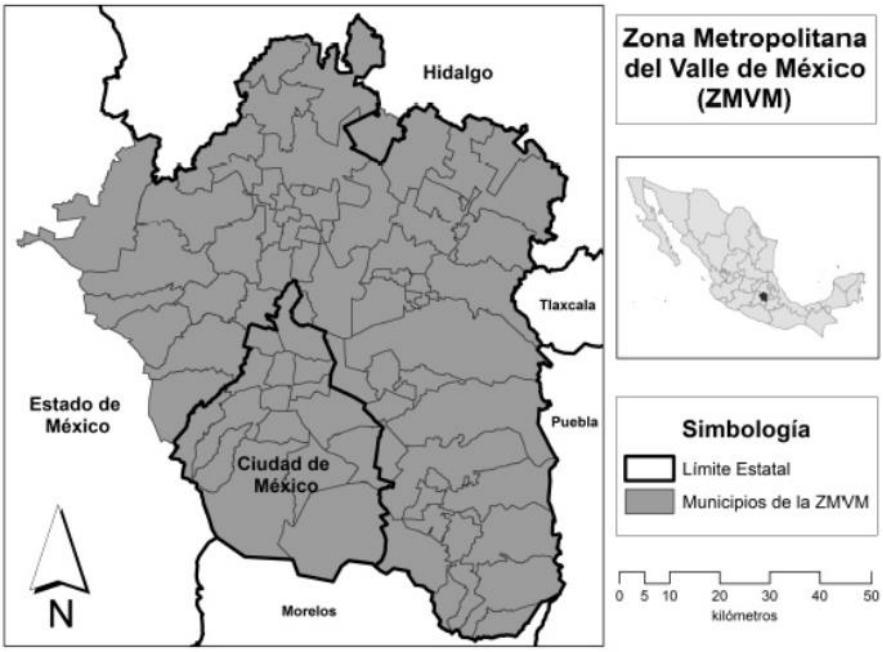


Figura 1.- Distribución geográfica de la Zona Metropolitana del Valle de México

Además, es importante destacar que el 80% de la mancha urbana de la ZMVM se encuentra localizada actualmente en el lecho impermeable de los depósitos lacustres que existieron en la Cuenca del Valle de México y que antes de su desecación tenían una extensión estimada de 2000 km^2.

Al respecto, es importante mencionar que los escurrimientos generados en las zonas montañosas escurrían hacia las partes más bajas, alimentando los lagos que conformaban los depósitos lacustres y que se encontraban localizados en una cuenca hidrológica cerrada.

No obstante, por diversas circunstancias tales como la ignorancia del ciclo hidrológico de la zona lacustre, las inundaciones periódicas en el área urbana y por el manejo inadecuado del recurso agua, se procedió´ a desecar en forma paulatina los lagos de esta zona, construyendo para ello cuatro salidas artificiales.

Originalmente, el Sistema Lacustre estaba conformado por los Lagos de Xochimilco, Chalco, Texcoco, Zumpango y Xaltocán y su nivel fluctuaba de acuerdo con el régimen pluviométrico, es decir, se comportaba hidráulicamente como el vaso de almacenamiento de una presa. Así pues, en época de lluvias se formaba un solo lago con una extensión de 2000 km^2, mientras que en época de estiaje el nivel del agua descendía y se formaban los 5 lagos, cada uno con una superficie variable.

La mancha urbana definida como el área continua que se ha urbanizado a la largo del tiempo, ha tenido un crecimiento muy heterogéneo. En efecto, en 1910 la mancha urbana tenía una superficie de 27 km^2, en el año de 1960, aumento a 382 km^2, para el año de 1990 la mancha urbana continua alcanzó un valor de 1209 km^2.

Tomando como punto de referencia la densidad de habitantes por km^2 estimada en el año 2000, se procedió a estimar la superficie de la mancha urbana para el año 2010, la cual alcanzó una magnitud de 1475 km^2 (DDF, 1997). En la figura 2 se observa, a partir de un diagrama de barras, la evolución de la mancha urbana, en la ZMVM, durante un lapso de 100 años.

Desde el punto de vista poblacional, la ZMVM ha presentado una dinámica de crecimiento poblacional de gran magnitud. En un lapso de 60 años (1960-2010) ha incrementado 5.91 veces su número de habitantes según datos reportados por los Censos Generales de Población y Vivienda que publica el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI, 1950, 1960, 1970, 1980,

1990, 2000, 2010). La figura 3 presenta, a partir de un diagrama de barras, el crecimiento poblacional de la ZMVM durante el periodo de 60 años (1950-2010).

Los incrementos poblacionales por décadas, en los últimos 60 años, han presentado una variación muy acentuada. En efecto, en la década de los ochenta por la ocurrencia de los terremotos de 1985 la población emigra a ciudades del interior de nuestro país, presentándose el menor incremento de población el cual fue de 1.3 millones de habitantes. No obstante, en la década de los noventa el incremento poblacional crece nuevamente en forma significativa, alcanzando una magnitud de 2.8 millones de habitantes. El mayor incremento es de 5.1 millones de habitantes y ocurre en la década de los setenta.

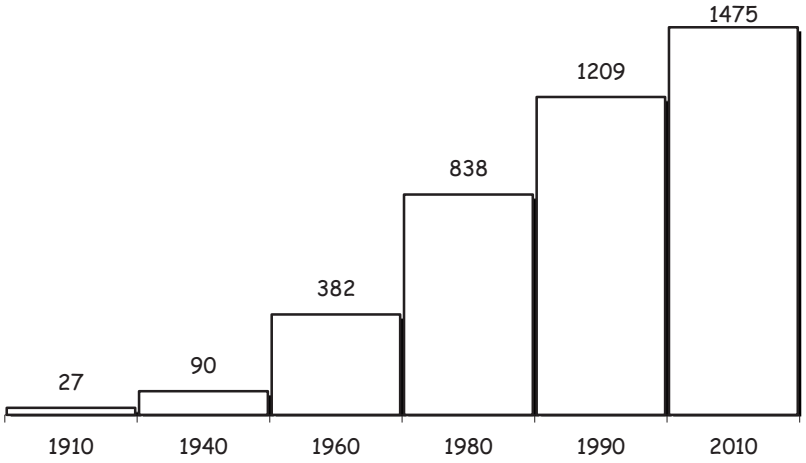


Figura 3.- Evolución de mancha urbana, en km^2

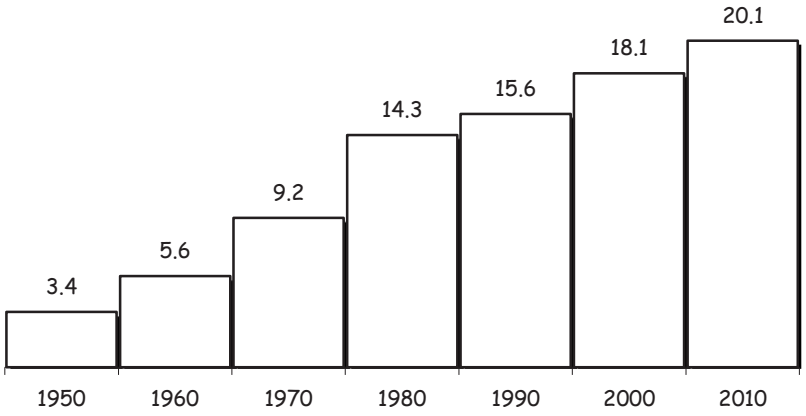


Figura 3.- Crecimiento poblacional, en millones de habitantes

DIAGNÓSTICO, BALANCE HIDROLÓGICO Y DISPONIBILIDAD

El objetivo fundamental del análisis de estos conceptos es estimar los volúmenes asociados con el diagnóstico, balance hidrológico y disponibilidad del recurso agua en la ZMVM, y con los resultados obtenidos plantear las soluciones y retos para resolver, atenuar y reducir la problemática del agua.

Diagnóstico

El objetivo que persigue el diagnóstico del recurso agua en la ZMVM es de vital importancia, ya que proporciona los porcentajes de cobertura que tienen los habitantes en relación con el abastecimiento de agua, el drenaje urbano y el saneamiento de las aguas residuales.

La magnitud de los porcentajes de cobertura de agua potable y drenaje urbano se calcularon con el apoyo de las Estadísticas del Agua que anualmente publica la Comisión Nacional del Agua

(CONAGUA, 2010a) y los Censos Generales de Población y Vivienda, que divulga el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI) cada década. Además, para su estimación se utilizó método estructurado con un promedio ponderado utilizando el área de cada municipio y delegación, así como sus coberturas de agua potable y drenaje urbano y las expresiones que permiten evaluar su magnitud son:

$$CAP_{ZMVM} = \frac{\sum_{i=1}^{n} CAP_i \; A_i}{\sum_{i=1}^{n} A_i} \qquad [1]$$

$$CDU_{ZMVM} = \frac{\sum_{i=1}^{n} CDU_i \; A_i}{\sum_{i=1}^{n} A_i} \qquad [2]$$

donde CAP_{ZMVM} cobertura de agua potable en la ZMVM, en %; CAP_i cobertura parcial del municipio y delegación, en %; A_i área parcial del municipio o delegación, en km^2; CDU_{ZMVM} cobertura de drenaje urbano en la ZMVM, en %; CDU_i cobertura parcial del municipio y delegación, en %:

El indicador de los porcentajes de cobertura del saneamiento de las aguas residuales (CSAR) se determinó con los datos que publica la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA; 2010b) sobre los volúmenes saneados en las plantas de tratamiento en los municipios y delegaciones de la ZMVM por habitante. El indicador de la CSAR se estimó con un promedio aritmético del porcentaje de agua residual saneada por habitante, en los municipios y delegaciones que conforman la ZMVM, con el apoyo de la expresión:

$$CSAR_{ZMVM} = \frac{\sum_{i=1}^{n} PSAR_i}{n} \qquad [3]$$

donde $CSAR_{ZMVM}$ cobertura del saneamiento de agua residual en la ZMVM, en %; $PSAR_i$ porcentaje de saneamiento de agua residual por habitante en los municipios y delegaciones de la ZMVM, en %; y n número total de municipios y delegaciones de la ZMVM.

La figura 4 presenta los resultados obtenidos para las coberturas de agua potable, drenaje urbano y saneamiento de aguas residuales en la ZMVM.

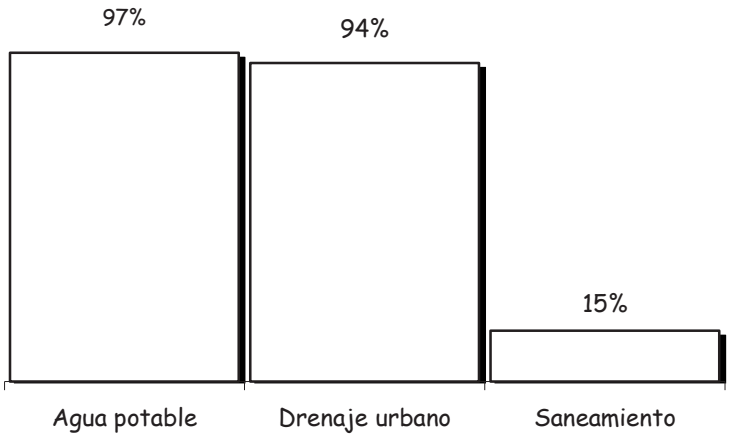


Figura 4.- Porcentajes de cobertura de agua potable, drenaje urbano y saneamiento en la ZMVM

Balance hidrológico

El objetivo del balance hidrológico consiste en estimar, a nivel de la ZMVM, la magnitud de los volúmenes de precipitación, escurrimiento superficial, evaporación, transpiración, recarga de acuíferos, aguas residuales, aportaciones de cuencas externas, incluyendo los usos de los diferentes usuarios ubicados en la cuenca de análisis.

Por su parte, para calcular el balance de agua superficial y subterránea se utilizó la metodología implementada por la Comisión Nacional del Agua (DOF, 2002), la cual permite obtener una imagen representativa de la situación hidrológica en un tiempo específico y conocer la disponibilidad de agua para satisfacer demandas actuales y futuras de los usuarios asentados en la zona de análisis. Se aplicó la Norma Oficial Mexicana "NOM-011-CNA-2000, Conservación del Recurso Agua que Establece las Especificaciones y el Método para Determinar la Disponibilidad Media Anual de las Aguas Nacionales".

La hipótesis de partida es el principio de conservación de la masa, aplicado a una cuenca, consiste en efectuar una comparación entre el volumen de agua que entra y sale en los límites establecidos por su parteaguas. Aplicando el principio de continuidad a la superficie del volumen de control se obtiene la expresión:

$$\text{Entradas} - \text{Salidas} = \Delta V \qquad [4]$$

donde ΔV es el incremento o variación anual del volumen de agua superficial almacenado durante un periodo anual.

La ecuación general del balance hidrológico, que involucra a los procesos hidrológicos y sus variables correspondientes, está representada por la expresión:

$$\Delta V = (Cp + Ar + Re + Im) - (Ab + U + Ev + Ex) \qquad [5]$$

donde ΔV es la variación de volumen; Cp es el escurrimiento natural por cuenca propia; Ar es el escurrimiento aguas arriba; Re son los retornos de agua; Im son las importaciones desde cuencas vecinas: Ab es el escurrimiento aguas abajo a la salida de la cuenca; U son los usos del agua; Ev es la evapotranspiración; y Ex son las exportaciones hacia cuencas vecinas.

Con el apoyo de los valores medios anuales de las variables hidrológicas registradas durante un periodo de 45 años (1960-2004), se procedió a determinar el balance hidrológico, y en la tabla 1 se observan las magnitudes de sus componentes, en hm^3 y en m^3/s, así como sus porcentajes correspondientes (CONAGUA, 2007).

Tabla 1.- Magnitudes del balance hidrológico anual

Componente	Volumen, en hm^3	Gasto, en m^3/s	Porcentaje, en %
Precipitación	6771	214.7	100.0
Transpiración	5014	159.0	74.1
Evaporación cuerpos de agua	126	4.0	1.9
Recarga de acuíferos	883	28.0	13.0
Escurrimiento superficial	748	23.7	11.0

De acuerdo con el balance hidrológico sintetizado en la tabla 1, los usuarios consumen un volumen anual total de 2583 hm^3 (81.9 m^3/s) distribuidos de la forma siguiente: doméstico 2041 hm^3 (64.7 m^3/s); industrial 145 hm^3 (4.6 m^3/s); y agrícola 397 hm^3 (12.6 m^3/s). Además, para satisfacer los volúmenes demandados se recurre a tres fuentes disponibles: los acuíferos y agua superficie de la Cuenca de México, y a la importación de agua de la Cuenca del Rio Lerma (agua subterránea) y de la Cuenca del Rio Cutzamala (agua superficial). La tabla 2 señala los volúmenes de abastecimiento de agua potable por fuente de suministro, indicando volumen, gasto y porcentaje.

Tabla 2.- Volúmenes de abastecimiento de agua potable por fuente de suministro

Fuente	Volumen, en hm^3	Gasto, en m^3/s	Porcentaje, %
Cuenca de México			
- Extracciones acuíferos	1876	59.5	72
- Ríos y manantiales	92	2.9	4
Fuentes externas			
- Sistema Lerma	151	4.8	6
- Sistema Cutzamala	464	14.7	18
Total	2583	81.9	100

Analizando los valores de las tablas 1 y 2, se desprenden varias conclusiones, asociadas con el aprovechamiento de agua superficial y subterránea. En la Cuenca de México, se genera un escurrimiento superficial de 748 hm^3 (23.7 m^3/s), no obstante solo se aprovecha a través de ríos y manantiales un gasto de 92 hm^3 (2.9 m^3/s). Tal situación obedece a que originalmente los escurrimientos se almacenaban en los lagos que conformaban el Sistema Lacustre, actualmente el 80% de su superficie está ocupada por la mancha urbana de la ZMVM y los escurrimientos generados por las lluvias en estas áreas deben ser desalojados rápidamente para evitar inundaciones.

Además, en la cuenca hay una sobreexplotación de agua subterránea (CONAGUA, 2007) equivalente a 993 hm^3 (31.5 m^3/s), ya que se extrae de los acuíferos un volumen de 1876 hm^3 (59.5 m^3/s), mientras que la recarga natural proveniente de la lluvia es de 883 hm^3 (28 m^3/s). Asimismo, la Cuenca de México no tiene capacidad hídrica para satisfacer las demandas de agua de los usuarios, ya que se requiere de un volumen anual de 2583 hm^3 (81.9 m3/s) y desde un punto de vista hidrológico, únicamente se utiliza la recarga natural (28 m^3/s) y el aprovechamiento de escurrimientos superficial de ríos y manantiales (2.9 m^3/s). En fin, no hay un equilibrio en la disponibilidad de agua superficial y subterránea, debido a que se recurre a la sobreexplotación de los acuíferos ubicados en el área de análisis y a la importación de agua de las cuencas de los ríos Lerma y Cutzamala. Ambos volúmenes ascienden a un valor de 1618 hm^3 (51.0 m^3/s), magnitud que da una idea de la problemática grave que existe en la ZMVM para el abastecimiento de agua potable.

Disponibilidad

Uno de los instrumentos fundamentales de la gestión del agua consiste en cuantificar el nivel de disponibilidad de este recurso en las cuencas hidrológicas, ya que a partir de sus resultados se pueden asignar las demandas de los diferentes grupos de usuarios en forma equilibrada, detectar las cuencas hidrológicas que no tienen la capacidad para satisfacer las necesidades hídricas de la demanda, o llevar a cabo una planeación hidráulica integral de sus recursos hídricos a corto, mediano o largo plazo.

México presenta características geográficas e hidrológicas muy heterogéneas, debido a que dos tercios de su territorio son áridos o semiáridos, limitando drásticamente la disponibilidad de agua, tanto superficial como subterránea. En el aspecto hidrológico los contrastes son notorios, ya que en algunas regiones administrativas del sureste llueve 10 veces más que en las zonas áridas del norte del país. Las situaciones anteriores propician la competencia por el agua, incrementado la contaminación de agua superficial y subterránea y la sobreexplotación de los mantos acuíferos.

Por su parte, la metodología que permite estimar el grado de disponibilidad en regiones administrativas se ha utilizado el criterio desarrollado por Falkenmark (2003), quien ha establecido cinco niveles a partir de intervalos numéricos de la disponibilidad natural media per cápita. Esta magnitud se determina al estimar la disponibilidad media anual de agua superficial y subterránea y posteriormente se divide entre el número de habitantes de una región administrativa. Los valores de los cinco niveles de disponibilidad natural media per-cápita se indica en la tabla 3.

Tabla 3.- Clasificación del grado de disponibilidad del recurso agua

Grado de disponibilidad del recurso agua	Disponibilidad natural media per-cápita, en m^3/hab/año
Escasez extrema	D < 1000
Escasez crítica	1000 < D < 1700
Disponibilidad baja	1700 < D < 5000
Disponibilidad media	5000 < D < 10000
Disponibilidad alta	D > 10000

Con el apoyo de las Estadísticas del Agua en México (CONAGUA, 2010a) que publica la Comisión Nacional del Agua, la tabla 4 presenta los resultados obtenidos en las 13 regiones administrativas que se han estructurado para el manejo y administración del agua en México, incluyendo la disponibilidad natural media per cápita, en metros cúbicos por habitante por año, y el grado de disponibilidad del agua. correspondiente.

Tabla 4.- Disponibilidad natural media de agua per-cápita por región administrativa, 2010

Región Administrativa	Disponibilidad natural media per-cápita, m^3/hab/año	Grado de disponibilidad del recurso agua
I. Península de Baja California	1250	Escasez crítica
II. Noroeste	3161	Disponibilidad baja
III. Pacífico Norte	6173	Disponibilidad media
IV. Balsas	1987	Disponibilidad baja
V. Pacífico Sur	6814	Disponibilidad media
VI. Rio Bravo	1144	Escasez crítica
VII. Cuencas Centrales del Norte	1911	Disponibilidad baja
VIII. Lerma-Santiago-Pacífico	1527	Escasez crítica
IX. Golfo Norte	5301	Disponibilidad media
X. Golfo Centro	9349	Disponibilidad media
XI. Frontera Sur	22393	Disponibilidad alta
XII. Península de Yucatán	7138	Disponibilidad media
XIII. Aguas del Valle de México	160	Escasez extrema
Total Nacional	4090	Disponbilidad baja

La Zona Metropolitana del Valle de México (ZMVM), se encuentra localizada en la región administrativa XIII Aguas del Valle de México, y de acuerdo con los datos de la tabla 4, se encuentra en una situación de crisis extrema, ya que su disponibilidad natural media per-cápita es de 160 metros cúbicos por habitante por año y de acuerdo con el criterio de Falkenmark (2003) para esta magnitud la región experimenta una escasez absoluta de agua, amenazando la producción de alimentos, el suministro de agua a los diferentes grupos de usuarios y daño a los ecosistemas, situación que ya ocurre en la zona de análisis. Además, tomando como punto de referencia la disponibilidad natural media per-cápita a nivel nacional de 4090 m^3/hab/año para 2010, en la región administrativa XIII se tenía una disponibilidad de 26 veces menor, respecto al valor medio nacional.

INUNDACIONES

Las inundaciones en las zonas urbanizadas de la ZMVM se han presentado desde época prehispánica hasta nuestros días y los factores que inciden son: los grandes volúmenes de lluvia que provocan las tormentas convectivas y ciclónicas que inciden en las zonas urbanas y naturales; los hundimientos diferenciales del subsuelo producto de la sobreexplotación de agua subterránea; la falta de planeación urbana y ordenamiento territorial; la urbanización de las áreas impermeables del sistema lacustre donde se asienta un gran porcentaje de la mancha urbana de la ZMVM; alcantarillado urbano insuficiente para desalojar los escurrimientos generados por las lluvias; por la complejidad del manejo y mantenimiento de la red de drenaje de una zona urbana de gran magnitud; y por otros factores que van surgiendo pro el crecimiento continuo de la red de drenaje.

Una de las zonas más susceptibles a la ocurrencia de inundaciones son las superficies impermeables de los lagos que integraban el sistema lacustre, debido a que el fondo de los lagos están constituidos por arcillas blandas y al extraer el agua contenida en sus poros por la sobreexplotación, el suelo se compacta provocando hundimientos diferenciales de importancia, modificando la pendiente de la red de colectores.

Por ejemplo, en el Centro Histórico de la Ciudad de México y zonas aledañas, por la extracción intensiva de agua durante más de 100 años, se han presentado subsidencias del terreno que sobrepasan los 15 metros. El proceso anterior disloca las tuberías de drenaje urbano y para el desalojo de los escurrimientos es necesario instalar sistemas complejos de bombeo y de cisternas o tanques de tormentas.

A lo largo del tiempo, algunas inundaciones han sido catastróficas a partir de la fundación de la Ciudad de México en el año de 1325. En el siglo XVII por la ocurrencia de una tormenta ciclónica, la ciudad permanece inundada 2 metros de altura, durante 5 años (1629-1634), provocando la emigración de 200 000 habitantes y la muerte de 200 000 indígenas.

Asimismo, es oportuno destacar la persistencia de inundaciones, en especial, en aquellas áreas de alto riesgo tales como barrancas, cauces naturales, vías de comunicación para transporte vehicular o bien para el transporte colectivo como el Metro y pasos a desnivel de las vías de comunicación donde los flujos se drenan con sistemas de bombeo.

En otro orden de ideas y para destacar los riesgos de una inundación catastrófica, en la ZMVM, el Instituto de Ingeniería de la UNAM (SACMEX, 2012), llevo a cabo un estudio de simulación de un escenario de inundación suponiendo que el Emisor Central del Drenaje Profundo, principal colector subterránea que drena los escurrimientos fuera de la Cuenca de México, sufriera un colapso al inicio de la temporada de lluvias y que se acumularan de mayo a octubre los volúmenes producto de las lluvias. Los resultados son por demás concluyentes, el área inundada alcanzaría una magnitud de 217 km^2, la población afectada sería de 4 millones de habitantes y se inundarían porciones de 6 delegaciones de la Ciudad de México y de 3 municipios del estado de México.

Finalmente, se puede concluir que la persistencia de las inundaciones, en la Ciudad de México y su zona conurbada, es un proceso que seguirá ocurriendo en forma permanente, debido a que gran parte de la mancha urbana de la ZMVM se ha construido en las áreas impermeables de los lagos que conformaban el Sistema Lacustre.

HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES

Los hundimientos diferenciales en la ZMVM son provocados por la sobreexplotación del agua subterránea de los acuíferos y en menor proporción por el peso de las grandes construcciones y su comportamiento se ha acelerado a medida que ha crecido la mancha urbana, en especial a partir del año 1950, fecha donde el crecimiento urbano experimento un crecimiento vertiginoso.

Estudios realizados al respecto sobre su evolución en el tiempo señalan que por la sobreexplotación delos mantos acuíferos, el Centro Histórico de la Ciudad de México y zonas aledañas presentó en el periodo 1900-1936, hundimientos medios anuales con una variación de 5 cm y posteriormente de 18 cm en el intervalo de 1938-1950.

A partir de la segunda mitad del siglo XX, al aumentar la demanda de agua se inició la perforación acelerada de pozos profundos en los 4 acuíferos de la Cuenca de México. Aparecen, en este periodo, hundimientos regionales de magnitud apreciable en las zonas urbanas donde se localizan los acuíferos, y durante el lapso de 1950-1980 los hundimientos alcanzaron valores de 30 a 50 cm, y posteriormente en el lapso de 1985-2008, en algunas áreas muy localizadas, los hundimientos han superado los 100 cm.

Actualmente, los hundimientos de mayor magnitud se ubican en las zonas urbanas donde se localizan los acuíferos sobreexplotados sobresaliendo las localidades siguientes: Centro Histórico de la Ciudad de México, Texcoco, San Vicente Chicoloapan, Tizayuca, Cuautitlán, Tultitlán, Tepotzotlán, Teoloyucan, Ecatepec, Coacalco, Zumpango, Amecameca y Tláhuac (DDF, 1997).

La figura 5 ilustra los hundimientos diferenciales acumulados durante un periodo de 150 años (1862-2011), y se puede observar que los mayores hundimientos han ocurrido y seguirán presentándose en el fondo de los lagos del sistema lacustre cuyos límites están representados en la figura con un color café claro.

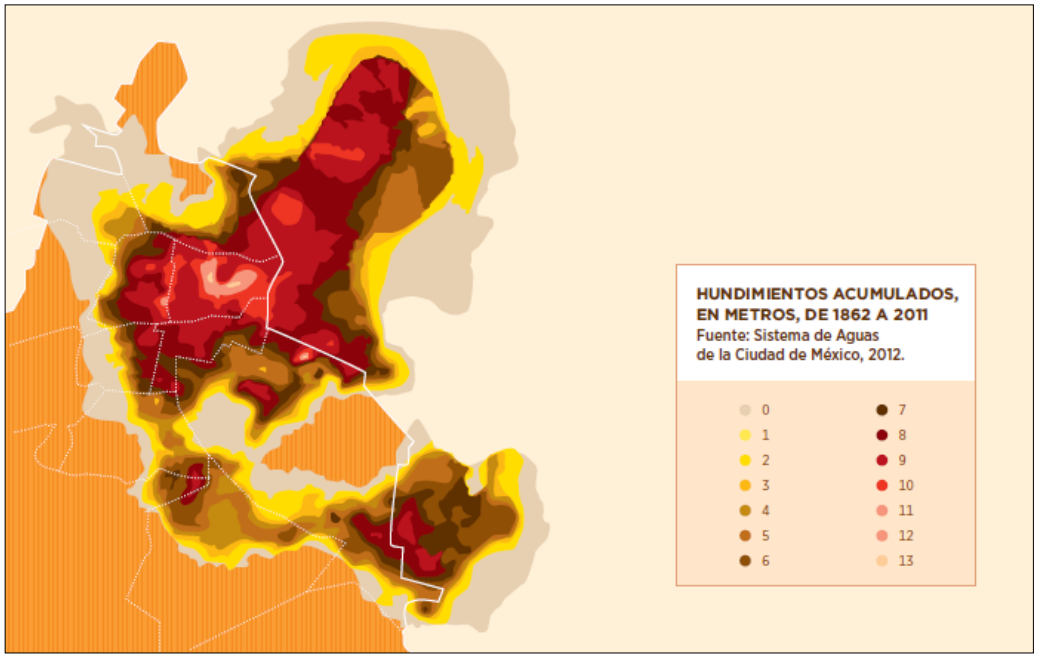


Figura 5.- Hundimientos diferenciales acumulados durante 150 años (1862–2011), en la ZMVM

Asimismo, una manifestación adicional de la sobreexplotación del agua subterránea son las grietas y fracturas del terreno en zonas urbanizadas, tal como ha ocurrido recientemente en calles de las delegaciones de Iztapalapa y Tláhuac y de la Colonia Nápoles, así como en el Lago de Chapultepec donde una grieta provocó el vaciado total del volumen almacenado en el Lago utilizado como lugar de recreación para os visitantes.

CONCLUSIONES

Es importante destacar que la Cuenca de México, región donde se localiza la ZMVM, no tiene disponibilidad hídrica para satisfacer las demandas de agua potable que requiere una población que, en el año 2010, alcanzaba 20.1 millones de habitantes y que día a día se incrementa por los nuevos desarrollos inmobiliarios, comerciales, industriales y de servicios.

Ahora bien, para cubrir el déficit de agua en la ZMVM, se recurre a importar agua de dos fuentes externas, Cutzamala y Lerma, y a la sobreexplotación de los acuíferos de la Cuenca de México. Esta última fuente presenta una situación dramática, debido a que el volumen medio anual sobreexplotado es de 993 millones de metros cúbicos y de continuar con este esquema los volúmenes de agua subterránea se agotaran en forma definitiva.

En nuestro país, el manejo del recurso hídrico en las grandes ciudades y zonas metropolitanas con esquemas obsoletos, no es exclusivo de la Ciudad de México y su zona conurbada. En efecto, según estudios realizados por la CONAGUA (2007) se han identificado un total de 33 ciudades con problemas graves de abastecimiento de agua potable, drenaje urbano y saneamiento, los cuales demandan soluciones inmediatas para no desembocar en conflictos sociales violentos a causa del recurso agua.

Las posibles soluciones del recurso hídrico en la ZMVM muy complejas y difíciles de establecer, en los tres servicios que reciben los usuarios domésticos de la zona de análisis. En el abastecimiento de agua se deben tomar decisiones drásticas tales como reducir la dotación diaria de 300 lhd a 100 lhd, tal como está ocurriendo en Ciudad del Cabo o bien proponer esquemas para cubrir las necesidades hídricas con el menor volumen diario de agua.

La ocurrencia periódica de las inundaciones es producto de la red de drenaje insuficiente para desalojar los escurrimientos pluviales y residuales que se generan en las zonas de aportación. Este fenómeno seguirá ocurriendo debido a que el 80% de la mancha urbana de la Ciudad de México y zona conurbada se ha construido en el fondo de los 5 lagos que conformaban el Sistema Lacustre, es decir la Ciudad se ha construido en una zona de alto riesgo a las inundaciones.

El saneamiento de aguas residuales es el servicio con la menor cobertura de la población, debería ser la prioridad para los organismos que administran el recurso agua, no obstante tiene una problemática complicada. En efecto, para el saneamiento de las aguas residuales las plantas se deben construir fuera de la zona urbana para evitar los niveles de contaminación y actualmente las PTAR se están construyendo en lugares alejados de la ZMVM. No obstante, con este tipo de esquema en el trayecto de los conductos que en la mayoría son a cielo abierto, ocurren niveles altos en la flora, fauna, asentamientos humanos y agua superficial y subterránea.

Aspecto sobresaliente en la problemática del agua detectada en este artículo, está vinculado con la administración desarticulada de los servicios del agua que llevan a cabo los organismos municipales, delegacionales y federal encargados del manejo del agua en la ZMVM, ya que cada uno de ellos tienen una jurisdicción territorial diferente, mientras que el agua se mueve libremente sin reconocer límites territoriales en el espacio de la zona de análisis. Una solución viable es crear un Organismo Metropolitano cuya función sea coordinar, con un esquema integral, el manejo del agua de los diversos organismos que participan en la dotación de los servicios relacionados con el recurso agua.

Finalmente, una conclusión importante que se deriva de este estudio sobre el recurso agua en grandes ciudades es la presencia de una problemática compleja y al proponer soluciones integrales y viables, es necesario la participación de las autoridades, usuarios, especialistas con conocimientos teóricos y prácticos que aborden una gama de problemas asociados con diferentes disciplinas y ciencias, incluyendo una planeación territorial y de servicios. Desde el punto de vista de la academia, no se contempla una solución integral y a corto, mediano y largo plazo está enfocada a reducir o atenuar la problemática del agua en la ZMVM.

REFERENCIAS

CONAGUA, (2007). "Equilibrio hidrológico en la Cuenca del Valle de México". Dirección General de la Comisión Nacional del Agua, México.

CONAGUA, (2010a). "Estadísticas del Agua en México", Edición 2010, Comisión Nacional del Agua, México.

CONAGUA, (2010b)."Situación del Subsector Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento", Edición 2010, Comisión Nacional del Agua, México.

DDF, (1997). "Plan Maestro de Drenaje de la Zona Metropolitana de la Ciudad de México: 1994-2010". Departamento del Distrito Federal, Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica, México.

DOF, (2002). "Norma Oficial Mexicana NOM-011-CNA-2000, Conservación del Recurso Agua que Establece las Especiaciones y el Método para Determinar la Disponibilidad Media Anual de las Aguas Nacionales". Diario Oficial de la Federación, Comisión Nacional del Agua, México.

Falkenmark, M. (2003), "Water scarcity: time for realism", *Populi*, vol. 20, núm. 6, pp. 11-12.

INEGI, (1950, 1960, 1970, 1980, 1990, 2000, 2010). "Censo General de Población y Vivienda de 1950 a 2010". Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática, México.

SACMEX, (2012). "El gran reto del agua en la Ciudad de México". Sistema de Aguas de la Ciudad de México, México.

SEDESOL, CONAPO, INEGI (2004). Delimitación de las Zonas Metropolitanas en México. Secretaria de Desarrollo Social, Consejo Nacional de Población, Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática, México.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

GENERACIÓN ESTOCÁSTICA DE SERIES DE CAUDALES PARA EL ANÁLISIS DE DISPONIBILIDAD DE AGUA PARA EL EMBALSE EL SUSPIRO: Estudio de Caso.

Ing. Ms. Jacinto Rivero Solórzano
Guayaquil-Ecuador
jacintoriverosolorzano@gmail.com

Ing. Andrés Ibarra Díaz
Guayaquil-Ecuador
aeid84@gmail.com

Ing. Luis Moya Chávez
Guayaquil-Ecuador
blatiever@hotmail.com

RESUMEN:

En el marco de los Estudios de Factibilidad y Diseño Definitivo del Proyecto Multipropósito Valdivia, se ha realizado el estudio de simulación estocástica de la serie de caudales medios mensuales con la finalidad de contar con elementos adicionales tendientes a optimizar el volumen de embalse requerido, creado por la Presa El Suspiro.

Para el efecto, se aplicó el Software, SAMS 2007, el cual se basa en modelos matemáticos que son dependientes de algunas características físicas y estadísticas, y, se constituye en una herramienta poderosa para resolver problemas relacionados con el sistema de planificación y manejo de recursos hídricos.

En este sentido, se generaron 50 trazas o series hidrológicas, de 42 años cada una, a partir de las cuales se identificaron tres escenarios hidrológicos, mínimo, medio y máximo, considerados dentro del balance hídrico del proyecto, que dieron lugar a tener herramientas de decisión de singular importancia en la escogencia del volumen útil del embalse, considerando diferentes procedimientos de análisis, y, bajo adicionales consideraciones tales como la de persistencia de la oferta de agua,

ABSTRACT:

In the framework of the feasibility studies and final design of the Valdivia multipurpose project, there has been the study of stochastic simulation of the series of monthly average flows with the purpose of having additional elements aimed to optimize the volume required, by the reservoir created by the El Suspiro dam.

For the effect, it was applied the Software, SAMS, 2007, which is based on mathematical models that are dependent on some physical properties and statistics, and is a powerful tool for solving problems related to the system of planning and management of water resources.

In the designated field, it was generated 50 traces or hydrological series, 42 years each, from which were identified three hydrological scenarios, minimum, medium and maximum, considered within the water balance of the project, which resulted in having tools of decision of singular importance in the choice of the useful volume of the reservoir, considering different methods of analysis, and, under additional considerations such as the persistence of the supply of water,

PALABRAS CLAVES: Generación Estocástica, Caudales, Disponibilidad

ANTECEDENTES

El Proyecto Multipropósito Valdivia, como parte importante del desarrollo agrícola de la zona norte de la Provincia de Santa Elena, ha sido concebido de tal manera que garantice el provisión de agua para el riego de aproximadamente 1800 has y posibilitar la dotación de agua para ser potabilizada y servir a alrededor de 60.000 personas, a través del embalse El Suspiro, figura 1.

El Embalse será creado por la presa El Suspiro, de materiales sueltos de 31.0 m de altura y un volumen útil de 5.5 hm3, en una zona semiárida con escasa información de caudales registrados, en cuyo contexto, se realizó la generación de estocástica de serie de caudales, demostrando su potencialidad frente a la escasez de registros históricos y posibilitando el diseño de un embalse que cubra adecuadamente con sus usos demandantes., en base a una disponibilidad hídrica adecuada**.**

Figura 1.- Ubicación del Embalse El Suspiro

INTRODUCCIÓN

Los conceptos de variables aleatorias y fenómenos aleatorios han venido siendo usados en el campo de la hidrología desde inicios del siglo pasado, aunque, de manera simultánea, las teorías de estadísticas y probabilidades estuvieron siendo usadas en el análisis de flujos de ríos.

A mediados del siglo pasado, la aplicación de estos conceptos se fue extendiéndose, introduciendo la idea de generación de flujo de ríos usando tablas de números aleatorios normales.

Posteriormente, el año 1960 se establece como el inicio del desarrollo formal de la modelación estocástica, con la introducción y aplicación de los modelos autos regresivos (Marcovianos) a series de tiempo mensuales y anuales.

Al momento, el desarrollo de la modelación de series de tiempo ha alcanzado un alto grado de sofisticación, e involucra el conocimiento del tipo de modelo a utilizar en base al tipo de serie de tiempo que se quiera modelar, la estimación de sus parámetros y examinar la bondad del ajuste del modelo escogido y compararlo con resultados de aplicar un modelo distinto.

DEFINICIONES DE LAS CARACTERÍSTICAS ESTADÍSTICAS

Las series hidrológicas, tales como los caudales aportantes de una cuenca, son mejor caracterizadas mediante estadísticas mensuales.

La media se define como el valor promedio de una muestra y es representada mediante la siguiente expresión.

$$\bar{y}_{\tau} = \frac{1}{n} \sum_{t=1}^{n} y_{\square\square,t} \quad [1]$$

La desviación estándar es una medida de centralización o dispersión para variables de razón (ratio o cociente) y de intervalo, de gran utilidad en la estadística descriptiva y se caracteriza por ser el estadígrafo de mayor uso en la actualidad y se obtiene mediante la aplicación de la siguiente expresión:

$$\sigma_{\tau} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{t=1}^{n} \left(y_{\square\square,t} - \bar{y}_{\tau}\right)^2} \quad [2]$$

Siendo $y_{\square\square,t}$ una serie de tiempo mensual en donde, υ = 1,….n, donde **n** representa el número de años de los que se tiene registros, y $\tau = 1,\ldots..\omega$, siendo ω el número de meses, se pueden definir las variables estadísticas de la serie.

El coeficiente de variación se define como la división de la desviación estándar entre la media de la muestra.

$$CV_{v} = \frac{\sigma_{\tau}}{\bar{y}_{\tau}} \quad [3]$$

El coeficiente de asimetría de una serie de tiempo se puede determinar mediante la siguiente expresión.

$$\sigma_{\tau} = \frac{\frac{1}{n} \sum_{t=1}^{n} \left(y_{\square,t} - \bar{y}_{\tau}\right)^3}{{\sigma_{\tau}}^3} \quad [4]$$

La estructura de correlación de la serie de tiempo $y_{\square,t}$ puede ser determinado para cada intervalo de tiempo τ.

$$r_{k,\square} = \frac{m_{k,\square}}{\sqrt{m_{0,\square}\ m_{0,\square-k}}} \quad [5]$$

Donde k es decir el tiempo de retraso $m_{0,\square}$ representa la varianza en el mes τ, y $m_{k,\square}$ es igual a:

$$m_{k,\square} = \frac{1}{n} \sum_{t=1}^{n} \left(y_{\square,t} - \overline{y_{\tau}}\right) \left(y_{\square,t-k} - \bar{y}_{\tau-k}\right) \quad [6]$$

MODELOS AUTORREGRESIVOS (AR) Y AUTORREGRESIVOS DE MEDIA MÓVIL (ARMA)

Los modelos autorregresivos (AR) han sido extensamente usados en hidrología y recursos hídricos para el modelamiento de series hidrológicas mensuales y anuales. La aplicación de estos modelos han sido atractivos en hidrología principalmente por su forma autorregresiva como un tipo intuitivo de dependencia en el tiempo (el valor de la variable en el presente depende de los valores en tiempo pasado) y porque son los modelos más simples de aplicar.

La disminución de los caudales en las épocas de sequía y el aumento del escurrimiento superficial gracias a las precipitaciones, como un fenómeno natural en la zona de estudio, puede ser añadido al modelo aumentando un término de media móvil (MA) al modelo autorregresivo (AR) usado frecuentemente para series hidrológicas históricas.
El modelo ARMA (p,q) de orden autorregresivo **p** y media móvil **q**, es expresado como:

$$Y_t = \sum_{i=1}^{p} \emptyset_i Y_{t-i} + \varepsilon_t - \sum_{j=1}^{q} \theta_j \varepsilon_{t-j} \quad [7]$$

Donde, $\boldsymbol{Y_t}$ representa los valores para el año **t**, es normalmente distribuida y varianza $\boldsymbol{\sigma^2(Y)}$. ε_t es el ruido normalmente distribuido no correlacionado y varianza $\boldsymbol{\sigma^2(\varepsilon)}$

Si se define ω como el número de meses, el modelo PARMA (p,q) consiste en ω números de modelos individuales ARMA(p,q)

El modelo PARMA (p,q) puede ser expresado mediante la siguiente ecuación.

$$\boldsymbol{Y_{\square,\square} = \sum_{i=1}^{p} \varphi_{i,\square} Y_{\square,\square-i} + \varepsilon_{\square,\square} - \sum_{j=1}^{q} \theta_{j,\square} \varepsilon_{\square,\square-j}} \qquad [8]$$

Donde $Y_{\square,\square}$ representa el valor en el año ν y el mes τ. Para cada mes τ, este proceso es normalmente distribuido de media 0 y varianza $\boldsymbol{\sigma^2_{\square}(Y)}$. $\boldsymbol{\varepsilon_{\square,\square}}$ Es el ruido normalmente distribuido no correlacionado y varianza $\boldsymbol{\sigma^2_{\square}(\varepsilon)}$.

Los términos $\{\varphi_{1,\square} \dots . \varphi_{p,\square}\}$ son los parámetros autorregresivos y $\{\theta_{1,\square} \dots . \theta_{q,\square}\}$ son los parámetros de media móvil.

APLICACIÓN DEL SOFTWARE SAMS 2007 PARA GENERACIÓN DE SERIES HIDROLÓGICAS

La simulación estocástica de series de tiempo en general y de series de tiempo hidrológicas, ha sido ampliamente usada para la resolución de problemas en lo referente a los sistemas de planificación y manejo de recursos hídricos. Ejemplos típicos tales como la determinación de la capacidad de un embalse, evaluar su adecuado manejo y funcionamiento ante diversos escenarios hidrológicos, el desempeño de un sistema de riego, son algunos de los campos en el cual se ha implementado esta herramienta.

La generación estocástica de series hidrológicas de tiempo (tales como caudales de un afluente), se basa en modelos matemáticos. Para este propósito, se han propuesto diferentes modelos (Salas, 1993; Hipel y McLeod, 1994) los cuales son dependientes de algunas características físicas y estadísticas. SAMS2007 es un software desarrollado en lenguaje C++ bajo la plataforma de WINDOWS con el objetivo de realizar análisis estocásticos, modelación y simulación de series de tiempo hidrológicas. El modelo consta de 3 módulos básicos:

Análisis de Datos

Es una de las principales aplicaciones de SAMS2007 y sus funciones se mencionan a continuación.

- Representación gráfica de los datos, las mismas que pueden ayudar a detectar tendencias, errores, valores dispersos etc, de los datos.
- Revisión y transformación de la normalidad de los datos. Existen diferentes técnicas de transformación disponibles tales como logarítmica, potencial, gamma y Box-cox.
- Computo de las características estadísticas y estocásticas de los datos. SAMS2007 calcula las características estadísticas de la serie tales como: media, desviación estándar, coeficientes de asimetría, correlaciones seriales y correlaciones cruzadas en el caso de querer relacionar series de datos de diferentes sitios.

Como fuente de datos principal, se contó con la serie de precipitaciones mensuales de la estación climatológica El Suspiro (44 años de registro), a partir de la cual, se generaron, para el mismo periodo, una serie histórica de caudales medios mensuales, tomando relaciones de cuencas cercanas que cuentan con registros confiables de precipitación - escorrentía.

De esta manera, se generó la serie de caudales medios mensuales a partir de la cual se realizó la

generación estocástica. El resumen de los caudales máximo, medio y mínimos mensuales multianuales se presenta en la Figura 2.

El software SAMS2007 recomienda ajustar las series a una distribución normal para lo cual dispone de la herramienta de ajustes a diferentes transformaciones. La figura 3 muestra los ajustes de la distribución y sus correspondientes coeficientes y la figura 4 presenta el ajuste gráfico y el test de normalidad correspondiente al primer mes de la serie.

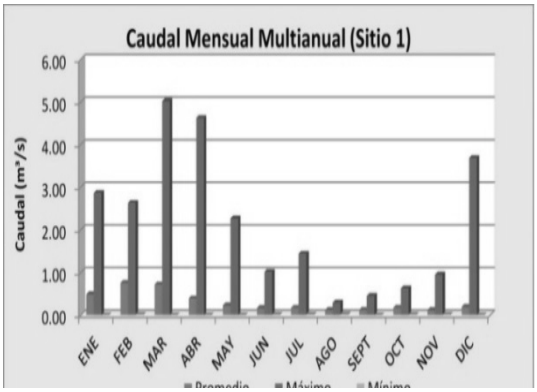


Figura 2.- Caudales Mensuales Multianuales**.**

Una vez realizado dicho ajuste, se realizan diferentes test a las series de datos ingresadas con el fin de verificar que dicha serie se ajuste a una distribución normal, para lo cual el software dispone dos tipos de pruebas de normalidad: El test de Asimetria (Skewness) y el test de normalidad de Filliben.

Como un primer análisis a la serie ingresada, se observaron los gráficos correspondientes a las funciones de autocorrelación (ACF) y autocorrelación parcial (PACF). Los coeficientes ACF y PACF se definen como la correlación de la serie consigo misma en diferentes intervalos de tiempo (lag k) y es un parámetro esencial para determinar qué modelo es aplicable para la generación estocástica.

Éstos deben estar dentro del intervalo de confianza para tener una mejor exactitud al momento de la estimación de la serie, el mismo que se calcula mediante la expresión.

$$\pm 1.96\sqrt{N_{años}} \qquad [9]$$

Transformation Status

Station 1 : All Seasons

Skewness Test of Normality: Two Sided Test Statistic at 10% Significance Level = 0.5639

Filliben Test of Normality: One Sided Test Statistic at 10% Significance Level = 0.9782

Seas	Current Transformation Is			Displayed Transformation Is			Skewness Test		Filliben Test	
Num	Trans	Coeff a	Coeff b	Trans	Coeff a	Coeff b	Comp.Val	Result	Comp.Val	Results
1	Log	0.9485	1.0000	Log	0.9485	1.0000	-0.0263	accept	0.9980	accept
2	Log	1.5997	1.0000	Log	1.5997	1.0000	-0.0760	accept	0.9905	accept
3	Log	1.0000	1.0000	Log	1.0000	1.0000	0.4174	accept	0.9782	accept
4	Log	0.4784	1.0000	Log	0.4784	1.0000	-0.1616	accept	0.9845	accept
5	Log	0.4940	1.0000	Log	0.4940	1.0000	-0.0525	accept	0.9871	accept
6	Log	1.0075	1.0000	Log	1.0075	1.0000	-0.1711	accept	0.9928	accept
7	Log	0.7834	1.0000	Log	0.7834	1.0000	-0.0292	accept	0.9618	REJECT
8	Log	3.2617	1.0000	Log	3.2617	1.0000	0.1007	accept	0.9909	accept
9	Log	1.8544	1.0000	Log	1.8544	1.0000	0.0654	accept	0.9952	accept
10	Log	2.1529	1.0000	Log	2.1529	1.0000	-0.1058	accept	0.9873	accept
11	Log	0.7546	1.0000	Log	0.7546	1.0000	-0.2576	accept	0.9774	REJECT
12	Log	0.3360	1.0000	Log	0.3360	1.0000	-0.4613	accept	0.9641	REJECT

Figura 3.- Ajuste de Serie a Distribución Normal.

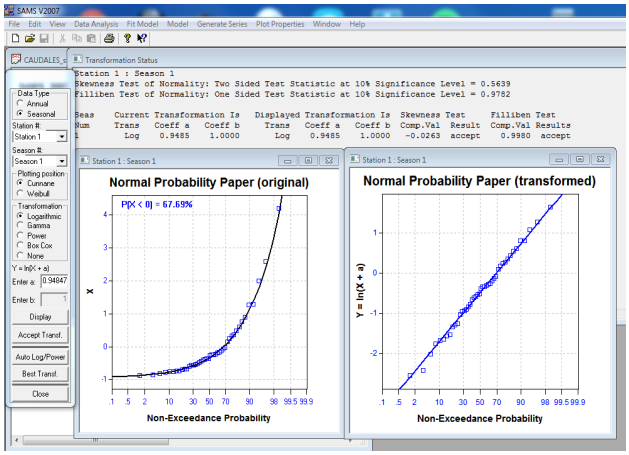


Figura 4.- Ajuste Grafico Primer Mes SAMS 2007.

Para esta simulación, se consideró el valor k (lag) de 0 hasta 15, el mismo que se encuentra establecido por defecto en el software.

Debido al origen de los datos, tanto el ACF y PACF en su mayoría de veces, se obtenían valores

fuera del intervalo de confianza como se muestra en la figura 5, por lo que se decidió utilizar la serie histórica estandarizada lo que quiere decir que a cada valor de la serie $X_{n,v}$, se le resta el valor de la media $\mathbf{X_n}$ y se lo divide para su desviación estándar $\boldsymbol{\sigma_n}$. La figura 6 muestra el coeficiente ACF del mes de Julio con la serie estandarizada donde se comprueba la bondad de los datos.

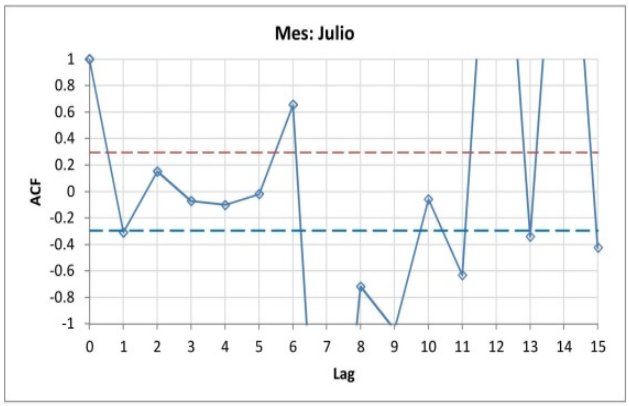


Figura 5.- ACF Serie Original.

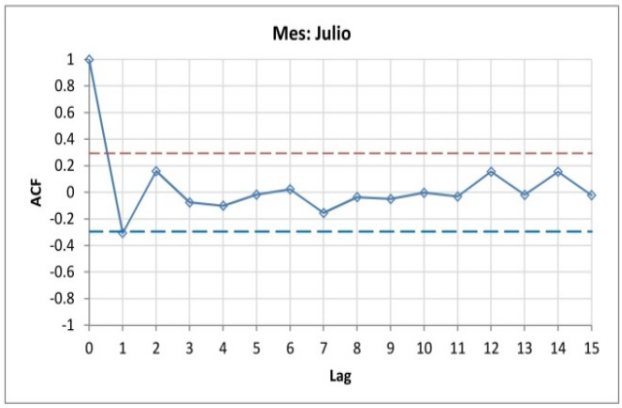


Figura 6.- ACF Serie Estandarizada.

Ajuste del Modelo

El segundo módulo de aplicación del SAMS2007 se lo denomina "Ajuste de Modelo", éste incluye la estimación de los parámetros y prueba de los diferentes tipos de modelos estocásticos los cuales se clasifican en Univariado y multivariado.

Entre los modelos utilizados por el SAMS2007 se encuentran:

Modelo Univariado ARMA (p,q)	Modelo Univariado GAR (1)	Modelo Periódico Univariado PARMA (p,q)	Modelo Univariado de Cambio de Media SM

En el caso de este estudio, se realizará los ajuste a modelos univariados PARMA (p,q). Cada modelo ajustado posee valores característicos como los mostrados en las figuras 7 y 8 los cuales, realizando un análisis posterior, determinara que modelo es el que más se ajusta a las características de los datos.

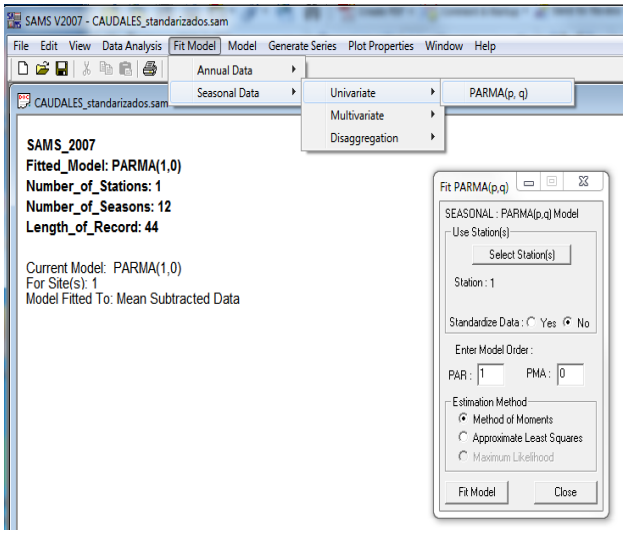


Figura 7.- Ajuste de Modelo.

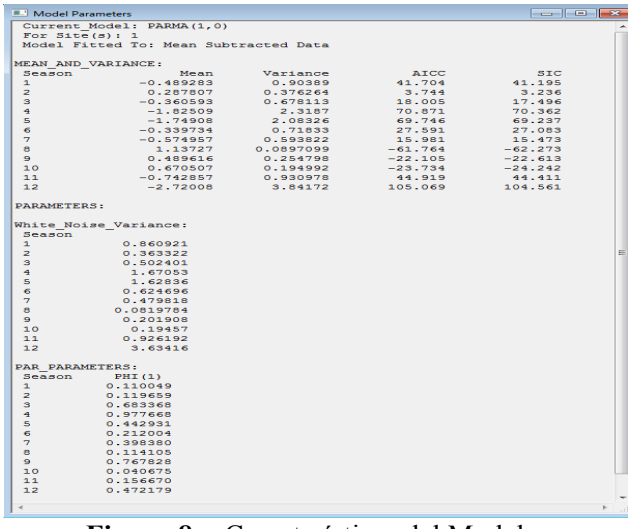


Figura 8.- Características del Modelo.

Generación de Series

La tercera aplicación principal del SAMS2007 es "Generación de Series", y es en el cual se realizará la simulación de los datos sintéticos. La generación de datos se basa en los modelos, enfoques y esquemas mencionados anteriormente. SAMS realiza 2 análisis de criterios de información, El criterio de Información de Akaike corregido (AICC) y el criterio de información de Schwarz (SIC), éste último es una variación del criterio de información Bayesiano (BIC).

$$\mathbf{AICC} = \mathbf{n\ Ln\ \sigma^2(\varepsilon) + n + \frac{2(k+1)n}{n-k-2}} \qquad [10]$$

$$\mathbf{SIC} = \mathbf{n\ Ln\ \sigma^2(\varepsilon) + n + Ln\ (n)} \qquad [11]$$

Donde n es el tamaño de la muestra usada para el ajuste, k es el número de parámetros excluyendo los términos constantes (k = p + q en los modelos ARMA (p,q)) y σ^2 (ε) es función de la estimación de máxima verosimilitud de la varianza residual.

Se aplicaron los 2 criterios mencionados anteriormente correspondientes a los 12 meses, de los cuales el modelo que tenga el valor menor de AICC y de SIC debe ser seleccionado y se procedió a ajustar los siguientes modelos a la serie normalizada estandarizada:

PARMA (1,0)	PARMA (1,1)	PARMA (2,0)	PARMA (2,1)	PARMA (2,2)

En la tabla 1 muestra el ejemplo del cálculo de los coeficientes de los criterios de información arriba mencionados, para el modelo PARMA (2,2), además del valor de las variable (ϕ,θ) equivalentes al orden del modelo aplicado. Se generaron estos resúmenes para cada uno de los modelos aplicados.

Tabla 1.- Resumen Parámetros de Modelo PARMA (2,2)

Season	Mean	Variance	AICC	SIC	White_Noise _Variance:	ϕ_1	ϕ_2	θ_1	θ_2
1	-0.489283	0.90389	48.193	51.75	0.845461	-1.028194	0.74333	-1.15322	0.223691
2	0.287807	0.376264	7.923	11.481	0.338547	0.529832	0.258028	0.43877	0.309913
3	-0.360593	0.678113	19.157	22.715	0.437021	1.459601	0.298911	0.92028	0.228411
4	-1.82509	2.3187	78.037	81.595	1.66598	2.170293	-2.353444	1.203534	-1.748089
5	-1.74908	2.08326	73.216	76.774	1.49308	-0.582082	1.635462	-0.913582	0.531539
6	-0.339734	0.71833	30.222	33.779	0.561971	0.677076	-0.116314	0.51799	0.135999
7	-0.574957	0.593822	18.979	22.537	0.435257	-0.134836	0.360717	-0.481774	0.192588
8	1.13727	0.0897099	-60.08	-56.522	0.0721788	-0.342366	0.377465	-0.471949	0.218986
9	0.489616	0.254798	-27.489	-23.931	0.151389	1.568714	0.427646	1.047207	0.450173
10	0.670507	0.194992	-18.321	-14.763	0.186458	0.546123	-0.963509	0.580228	-0.67531
11	-0.742857	0.930978	30.835	34.393	0.56986	1.61516	0.803618	1.557449	-0.487851
12	-2.72008	3.84172	110.311	113.868	3.46912	0.760199	2.557008	0.562493	2.408562

La tabla 3 muestra el resumen de los modelos que serán utilizados para la generación de series sintéticas. Con los modelos ya definidos, se procede a generar 50 trazas de con una longitud de registro igual al de la serie original es decir 44 años, cuyo resumen se presenta en la tabla 2

Tabla 1.- Modelos Seleccionados.

Season	Model Parma (p,q)	
1	1	0
2	1	0
3	2	1
4	1	0
5	1	1
6	1	0
7	1	1
8	1	0
9	2	1
10	1	0
11	2	0
12	1	0

Tabla 2.- Valores Mensuales Multianuales de las Series de Caudales Generadas.

TRAZA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEPT	OCT	NOV	DIC	PROM
1	0.44	0.60	0.64	0.29	0.31	0.22	0.17	0.12	0.11	0.16	0.12	0.44	**0.30**
2	0.59	0.67	0.74	0.53	0.32	0.19	0.16	0.13	0.12	0.15	0.11	0.10	**0.32**
3	0.44	0.58	0.64	0.21	0.30	0.16	0.20	0.11	0.11	0.21	0.12	0.19	**0.27**
4	0.36	0.69	0.67	0.40	0.19	0.19	0.20	0.12	0.12	0.20	0.14	0.55	**0.32**
5	0.44	0.77	0.86	0.50	0.28	0.15	0.18	0.14	0.13	0.19	0.12	0.35	**0.34**
6	0.55	0.59	0.73	0.30	0.27	0.21	0.16	0.11	0.12	0.19	0.12	0.16	**0.29**
7	0.48	0.66	0.56	0.33	0.17	0.18	0.14	0.12	0.11	0.16	0.09	0.18	**0.26**
8	0.34	0.97	0.56	0.60	0.11	0.18	0.18	0.11	0.13	0.18	0.09	0.13	**0.30**
9	0.46	0.75	0.66	0.77	0.29	0.16	0.18	0.12	0.12	0.18	0.13	0.23	**0.34**
10	0.46	0.81	0.62	0.47	0.39	0.20	0.18	0.13	0.15	0.19	0.13	0.18	**0.33**
11	0.60	0.88	0.76	0.58	0.31	0.23	0.22	0.11	0.13	0.18	0.09	0.23	**0.36**
12	0.59	0.86	0.97	0.75	0.36	0.17	0.19	0.13	0.13	0.18	0.14	0.31	**0.40**
13	0.46	0.77	0.76	0.35	0.37	0.21	0.18	0.13	0.13	0.18	0.13	0.34	**0.33**
14	0.44	0.80	0.60	0.17	0.12	0.14	0.19	0.12	0.13	0.19	0.13	0.29	**0.28**
15	0.51	0.79	0.88	0.41	0.19	0.20	0.18	0.11	0.14	0.19	0.11	0.52	**0.35**
16	0.47	0.61	0.90	0.36	0.18	0.28	0.15	0.11	0.11	0.15	0.11	0.37	**0.32**
17	0.49	0.71	0.61	0.25	0.13	0.14	0.15	0.11	0.12	0.15	0.14	0.22	**0.27**
18	0.56	0.74	0.65	0.56	0.11	0.20	0.15	0.13	0.12	0.14	0.09	0.09	**0.30**
19	0.50	0.77	0.66	0.53	0.11	0.14	0.15	0.11	0.13	0.16	0.09	0.11	**0.29**
20	0.83	0.95	0.80	0.38	0.47	0.18	0.20	0.13	0.17	0.18	0.15	0.20	**0.39**
21	0.46	0.76	0.56	0.26	0.15	0.13	0.13	0.11	0.10	0.16	0.10	0.13	**0.25**
22	0.41	0.77	0.65	0.46	0.24	0.21	0.19	0.12	0.14	0.22	0.14	0.44	**0.33**
23	0.54	0.77	0.78	0.28	0.15	0.20	0.18	0.13	0.14	0.20	0.10	0.12	**0.30**
24	0.44	0.69	0.45	0.25	0.13	0.21	0.18	0.13	0.13	0.18	0.12	0.20	**0.26**
25	0.49	0.67	0.63	0.29	0.27	0.21	0.20	0.14	0.13	0.18	0.11	0.51	**0.32**
26	0.57	0.83	0.77	0.46	0.23	0.14	0.18	0.13	0.14	0.18	0.13	0.12	**0.32**
27	0.43	0.67	0.58	0.28	0.28	0.17	0.17	0.13	0.12	0.18	0.11	0.14	**0.27**
28	0.71	0.88	0.50	0.28	0.10	0.16	0.14	0.11	0.13	0.15	0.10	0.54	**0.32**
29	0.58	0.79	0.68	0.49	0.22	0.15	0.18	0.12	0.13	0.18	0.12	0.30	**0.33**
30	0.48	0.77	1.09	0.36	0.17	0.19	0.17	0.13	0.13	0.16	0.12	0.68	**0.37**
31	0.40	0.81	0.68	0.32	0.28	0.17	0.16	0.12	0.11	0.17	0.12	0.16	**0.29**
32	0.79	0.77	0.62	0.32	0.46	0.16	0.16	0.13	0.12	0.15	0.13	0.09	**0.33**
33	0.32	0.65	0.59	0.51	0.15	0.22	0.16	0.12	0.14	0.19	0.12	0.21	**0.28**
34	0.61	0.86	0.73	0.30	0.21	0.16	0.18	0.12	0.12	0.20	0.12	0.12	**0.31**
35	0.43	0.74	0.63	0.36	0.19	0.17	0.17	0.12	0.12	0.17	0.11	0.66	**0.32**
36	0.65	0.96	0.81	0.50	0.21	0.18	0.21	0.13	0.15	0.16	0.17	0.18	**0.36**
37	0.57	0.85	0.46	0.19	0.20	0.17	0.16	0.12	0.13	0.16	0.16	0.26	**0.29**
38	0.45	0.70	0.69	0.31	0.22	0.15	0.15	0.11	0.11	0.16	0.11	0.16	**0.28**
39	0.48	0.79	0.68	0.62	0.19	0.19	0.17	0.12	0.13	0.19	0.11	0.19	**0.32**
40	0.44	0.69	0.68	0.28	0.33	0.19	0.19	0.13	0.11	0.19	0.16	0.14	**0.29**
41	0.45	0.63	0.60	0.27	0.41	0.16	0.14	0.13	0.11	0.19	0.10	0.11	**0.27**
42	0.51	0.76	0.77	0.39	0.19	0.16	0.17	0.12	0.11	0.19	0.11	0.21	**0.31**
43	0.42	0.74	0.52	0.24	0.20	0.15	0.16	0.10	0.10	0.14	0.14	0.31	**0.27**
44	0.48	0.81	0.67	0.48	0.19	0.20	0.18	0.10	0.14	0.17	0.10	0.13	**0.31**
45	0.46	0.71	0.65	0.42	0.15	0.21	0.18	0.13	0.15	0.16	0.11	0.14	**0.29**
46	0.44	0.70	0.65	0.87	0.14	0.20	0.15	0.13	0.14	0.17	0.12	0.13	**0.32**
47	0.47	0.65	0.47	0.52	0.19	0.17	0.16	0.13	0.13	0.17	0.11	0.21	**0.28**
48	0.58	0.77	0.58	0.31	0.18	0.17	0.18	0.13	0.11	0.19	0.11	0.12	**0.29**
49	0.37	0.58	0.38	0.15	0.14	0.17	0.15	0.12	0.11	0.15	0.11	0.09	**0.21**
50	0.53	0.88	0.63	0.23	0.17	0.16	0.15	0.12	0.12	0.20	0.11	0.35	**0.30**

En base a los resultados obtenidos en la generación estocástica y mediante el análisis de la curva de masa se deduce que las trazas 48, 4 y 12, representan los escurrimientos mínimos, medio y máximo, respectivamente, los cuales fueron utilizados como escenarios de los siguientes análisis.

OFERTA DE AGUA

En base a la generación Estocástica realizada y detallada en el Estudio Hidrológico, para la oferta de agua en el Embalse El Suspiro se considerará las series generada media, mínima y máxima, presentadas en las figuras 9, 10 y 11, respectivamente, y para cada una de ellas, una persistencia hídrica del 75 %, 80 %, 85 % y 90 %.

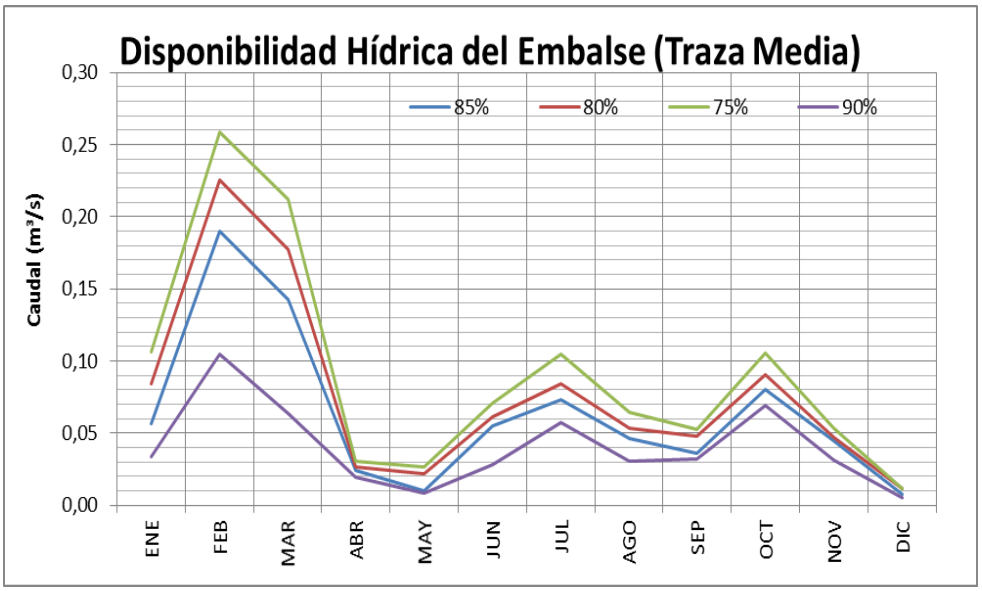


Figura 9.- Disponibilidad Hídrica Mínima al 75 %, 80 %, 85 % y 90 % de persistencia.

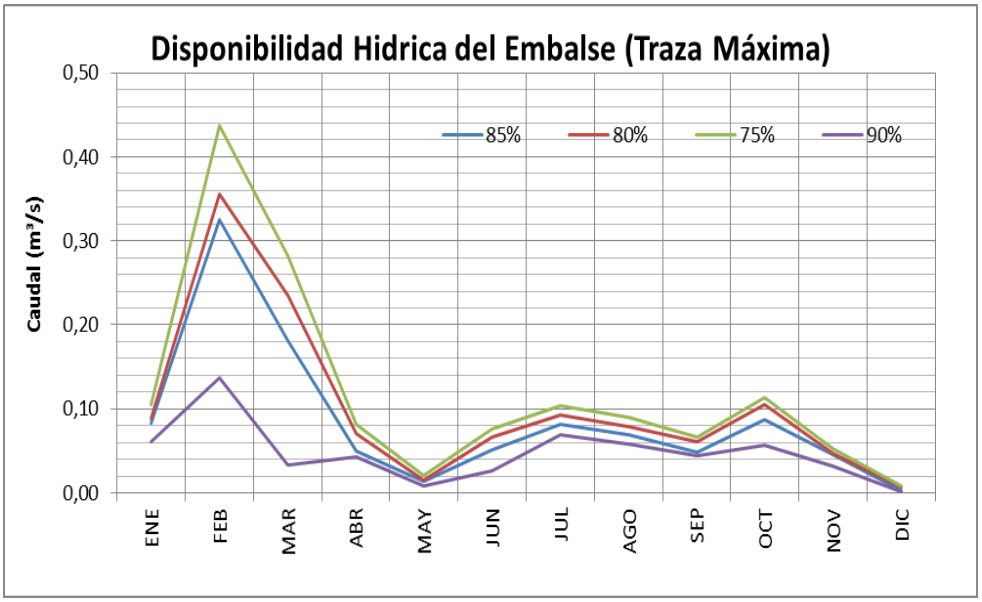


Figura 10.- Disponibilidad Hídrica Mínima al 75 %, 80 %, 85 % y 90 % de persistencia.

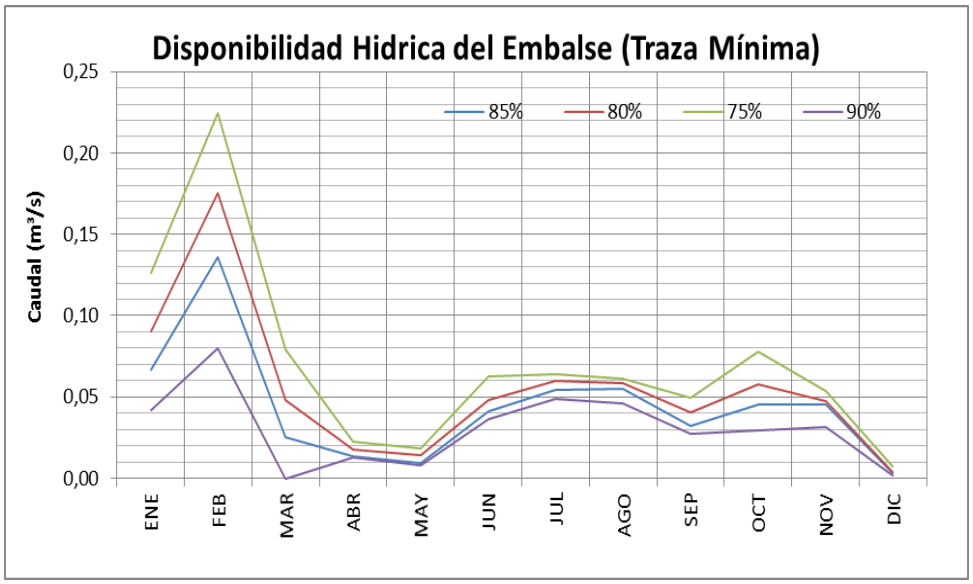


Figura 11.- Disponibilidad Hídrica Mínima al 75 %, 80 %, 85 % y 90 % de persistencia.

DEMANDAS DE AGUA

Como se mencionó previamente, en los estudios edafológicos se determinó una demanda de riego para los patrones de cultivos que podrían implementarse en el valle del rio California –Valdivia. A este requerimiento de agua, se adicionará el correspondiente caudal requerido por la población para agua potable y el caudal ecológico, los que se muestran en la tabla 4

Tabla 2.- Demandas de Agua del Proyecto.

DEMANDAS DE RIEGO (1800 ha), ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y CAUDAL ECOLÓGICO (m^3/s)												
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
Riego	0,018	0,004	0,208	0,277	0,222	0,127	0,158	0,277	0,362	0,309	0,193	0,080
Población	0,030	0,030	0,030	0,030	0,030	0,030	0,030	0,030	0,030	0,030	0,030	0,030
Caudal Eco	0,030	0,030	0,030	0,030	0,030	0,030	0,030	0,030	0,030	0,030	0,030	0,030
Demanda Total	0,078	0,064	0,268	0,337	0,282	0,187	0,218	0,337	0,422	0,369	0,253	0,140

BALANCE HÍDRICO

Este método de medición analiza la entrada y salida de agua de un espacio territorial a lo largo del tiempo. Mediante el estudio del Balance Hídrico es posible hacer una evaluación cuantitativa de los recursos de agua y sus modificaciones por influencia de las actividades del hombre. En este caso, esta metodología se implementará para obtener una primera aproximación del volumen de agua necesario que deberá almacenarse en el embalse para así cumplir con un porcentaje de garantía de riego que esté dentro de un rango admisible.

Se procedió a realizar el análisis mencionado previamente tanto para los escurrimientos mínimo, medio y máximo definidos en la generación estocástica incluyendo las disponibilidades hídricas establecidas en la oferta de agua. El resumen de estos análisis se muestra en la tabla 5

Tabla 3.- Volumen Requerido mediante la metodología del Balance Hídrico.

VOLUMEN DE EMBALSE REQUERIDO EN hm3			
PERSISTENCIA %	OFERTA MÍNIMA	OFERTA MEDIA	OFERTA MÁXIMA
75	5.74	5.11	4.8
80	6.03	5.44	5.01
85	6.28	5.78	5.42
90	6.56	6.31	6.17

CURVA DE MASA

Es una metodología utilizada para establecer el almacenamiento requerido por un embalse para satisfacer las necesidades hídricas definidas en la oferta.

Consiste en utilizar el registro histórico acumulado de los escurrimientos medios mensuales, determinar el periodo crítico en el cual se pueda graficar tanto la pendiente de los caudales medios mensuales (rojo) y de las demandas medias mensuales (verde). En el primer caso, nos determinaría el volumen requerido para regular el 100% del caudal medio. En el segundo caso, el resultado corresponderá a la capacidad de almacenamiento requerido para regulación de las demandas estimadas.

La Figura 9 muestra el análisis de la curva masa realizado para el escurrimiento medio generado, el proceso se realiza de forma similar para los escurrimientos máximos y mínimos. La tabla 6 muestra un resumen del volumen requerido para los diferentes escurrimientos.

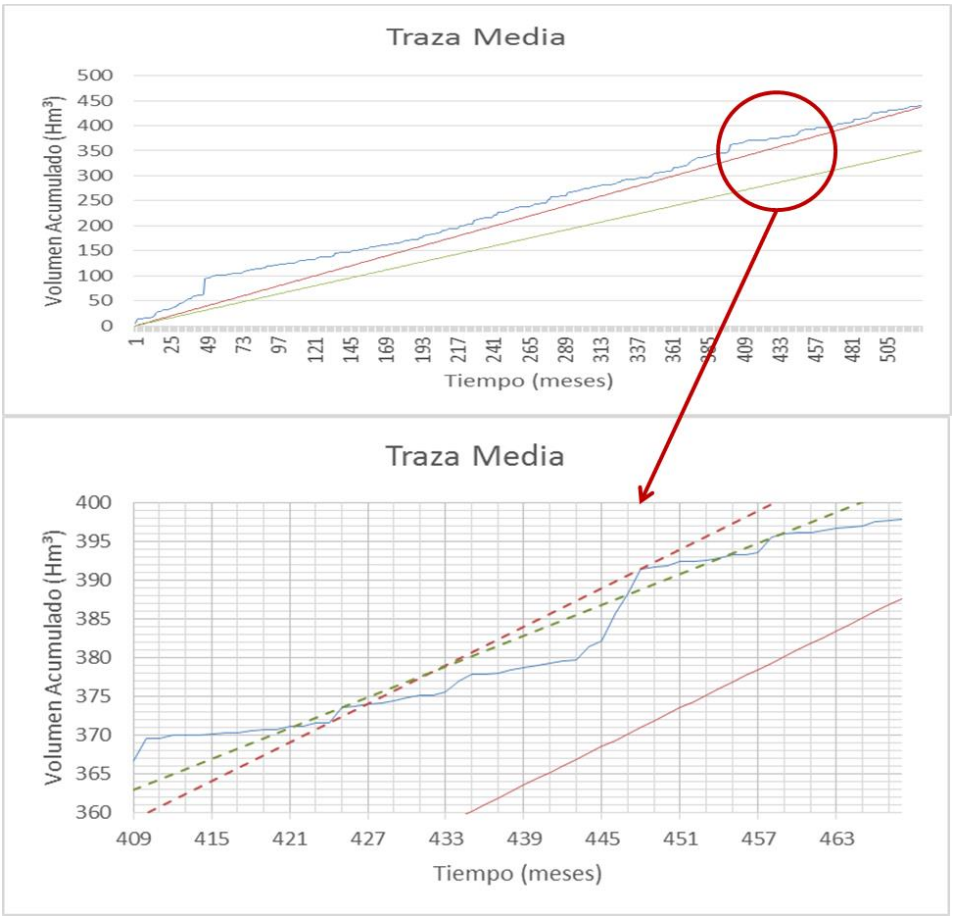


Figura 1.- Análisis mediante la curva de masa.

Tabla 4.- Volumen requerido mediante la metodología de Curva de Masa.

VOLUMEN DE EMBALSE REQUERIDO EN Hm^3		
OFERTA MÍNIMA	**OFERTA MEDIA**	**OFERTA MÁXIMA**
2.0	5.0	6.4

Por lo tanto se concluye que el volumen útil necesario será de 5.5 millones de m3. Ya definida la capacidad de almacenamiento, se realizó una simulación de operación de embalse para conocer si dicho volumen es capaz de garantizar el riego del valle y agua potable.

La tarea de determinar la condición óptima de operación de un embalse o conjunto de ellos, se define por medio de la técnica de simulación del funcionamiento del embalse, que visto de una forma sencilla, puede expresarse a través de la siguiente expresión:

$$\boldsymbol{V_a = V_e - V_s}$$

Dónde:

Va, es el volumen de almacenamiento del embalse en un determinado instante, m3

Ve, es el volumen de agua que ingresa al embalse, en m3

Vs, es el volumen que se extrae desde el embalse ya sea en forma natural (evaporación e infiltración), así como en forma artificial por la obra de toma para satisfacer las demandas y por vertido a través del vertedor de excedencia, cuando no se puede almacenar, en m3.

Como información requerida para esta operación se considerara los siguientes datos:

- Disponibilidad de agua, correspondientes a los caudales medios aportantes obtenidos durante este estudio de caso

- Evaporación del agua del embalse, obtenidos de la estación climatológica El Suspiro, muy cerca del embalse.

- Precipitación del Embalse, considerando el agua que cae en el espejo de agua del embalse

- Demandas de Agua, determinado previamente en este documento.

- Datos del Embalse, tales como la curva de almacenamiento y los niveles de operación del mismo. Los últimos se resumen a continuación.

Nivel de la Corona de la Presa	: 125.5 m.s.n.m.
Nivel de la cresta del vertedor	: 122.2 m.s.n.m.
Nivel Normal de Operación	: 122.2 m.s.n.m.
Nivel mínimo de Operación	: 99 m.s.n.m.

Como resultado de esta operación, se pudo determinar el porcentaje de garantía de la demanda, es decir, el porcentaje de cumplimiento de la demanda a lo largo del periodo de análisis. se muestra en la Tabla 7.

Tabla 5.- Garantía de Cumplimiento de Riego.

Serie Generada	**% de Garantía de la Demanda**
Baja	59 %
Media	82%
Alta	81%

De los resultados obtenidos, se comprueba que el volumen útil óptimo para una correcta operación y satisfacción de la demandas hídricas es de 5.5 Hm^3.

REFERENCIAS

Salas, J., Delleur, J., Yevjevich, Y. and Lane, W., (1980), *Applied Modeling Of Hydrologic Time Series*, Water Resources Publication, Bookcrafters, Inc., Chelsea, Michigan USA.

Sveinsson, O., Salas, J., Lane, W. And Frevert, D. (2007), Stochastic Analysis, Modeling, and Simulation (SAMS) Version 2007,User Manual, Technical Report Nº11, Colorado State University, Fort Collins, Colorado, USA.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

MODELO DE OPERACIÓN DE INFRAESTRUCTURA HIDRÁULICA DEL PLAN DE RIEGO Y DRENAJE DE LA PROVINCIA DE SANTA ELENA: ESTUDIO DEL CASO

Ing. Ms. Jacinto Rivero Solórzano
Guayaquil-Ecuador
jacintoriverosolorzano@gmail.com

Ing. Andrés Ibarra Díaz
Guayaquil-Ecuador
aeid84@gmail.com

Ing. Luis Moya Chávez
Guayaquil-Ecuador
blatiever@hotmail.com

RESUMEN

Se ha realizado la modelización de la operación de la infraestructura hidráulica contemplada en el Plan Hidráulico de la Península de Santa Elena para distintos escenarios, con la finalidad de proponer estrategias y políticas públicas en el Plan Provincial de Riego y Drenaje, que favorezca la más amplia participación de las organizaciones comunitarias y los emprendimientos productivos de la región.

Para el efecto, se ha utilizado el software HEC-ResSim, el cual puede simular la operación de uno o varios embalses en series o en paralelo, considerando múltiples usos demandantes y bajo deferentes restricciones, constituyéndose en un soporte importante de decisión dentro de la etapa de planificación.

En este sentido, a través de los resultados de la simulación, se optimizaron las tasas de bombeo y el nivel de operación de los cinco embalses contemplados en el plan, maximizando las áreas a incorporar al riego bajo diferentes garantías de cumplimiento de los usos demandantes, cuya restricción más importante era la de tener una regulación anual de los embalses.

ABSTRACT

It has been done the modeling of the operation of the hydraulic infrastructure referred to in the Plan hydraulic of the Peninsula of Santa Elena for different scenarios, with the aim of proposing strategies and public policies in the Irrigation and Drainage Plan, favoring the participation of community organizations and the productive enterprises in the region.

By the same, has been used the HEC-ResSim software that can simulate the operation of one or more reservoirs in series or in parallel, considering multiple demanding and under different constraints, becoming in an important decision support in the planning stage.

In this sense, through the results of the simulation, were optimized pumping rates and the level of operation of the five reservoirs covered by the plan, maximizing the areas added to the irrigation under different guarantees of compliance, whose most important constraint was to have an annual regulation of reservoirs.

PALABRAS CLAVE: HEC-ResSim, Embalse, Riego.

INTRODUCCIÓN

La elaboración del Plan Provincial de Riego y Drenaje para la Producción y Desarrollo de la Provincia de Santa Elena está orientada a mejorar las condiciones de vida y el desarrollo de las familias de la zona rural de Santa Elena, con un especial énfasis en la producción del agro en la zona.

La Península de Santa Elena cuenta en la actualidad con el denominado Plan Hidráulico Acueducto Santa Elena (PHASE), figura 1, que dota de agua para riego a 21,000 hectáreas y abastece de agua potable a los cantones de Playas, Salinas, Libertad y Santa Elena, cuyo abastecimiento se garantiza desde el Embalse Daule Peripa.

Los principales componentes del mencionado Plan lo constituyen los Embalses Chongón, Azúcar y San Vicente creados para dotar de agua para riego, a los valles con suelos fértiles de los ríos de la Península de Santa Elena y de agua potable a ciudades y comunas existentes, complementado en la actualidad con el Proyecto de Trasvase desde el Canal Chogón – Sube y Baja hasta el Embalse San Vicente, que aprovecha la infraestructura hidráulica previamente construida en la zona, con lo que se han podido sustentar el déficit del recurso hídrico de la zona para un área de riego de alrededor de 11,000 hectáreas y abasteciendo las demandas de agua potable de las poblaciones del área de influencia del proyecto así como también la industria del turismo.

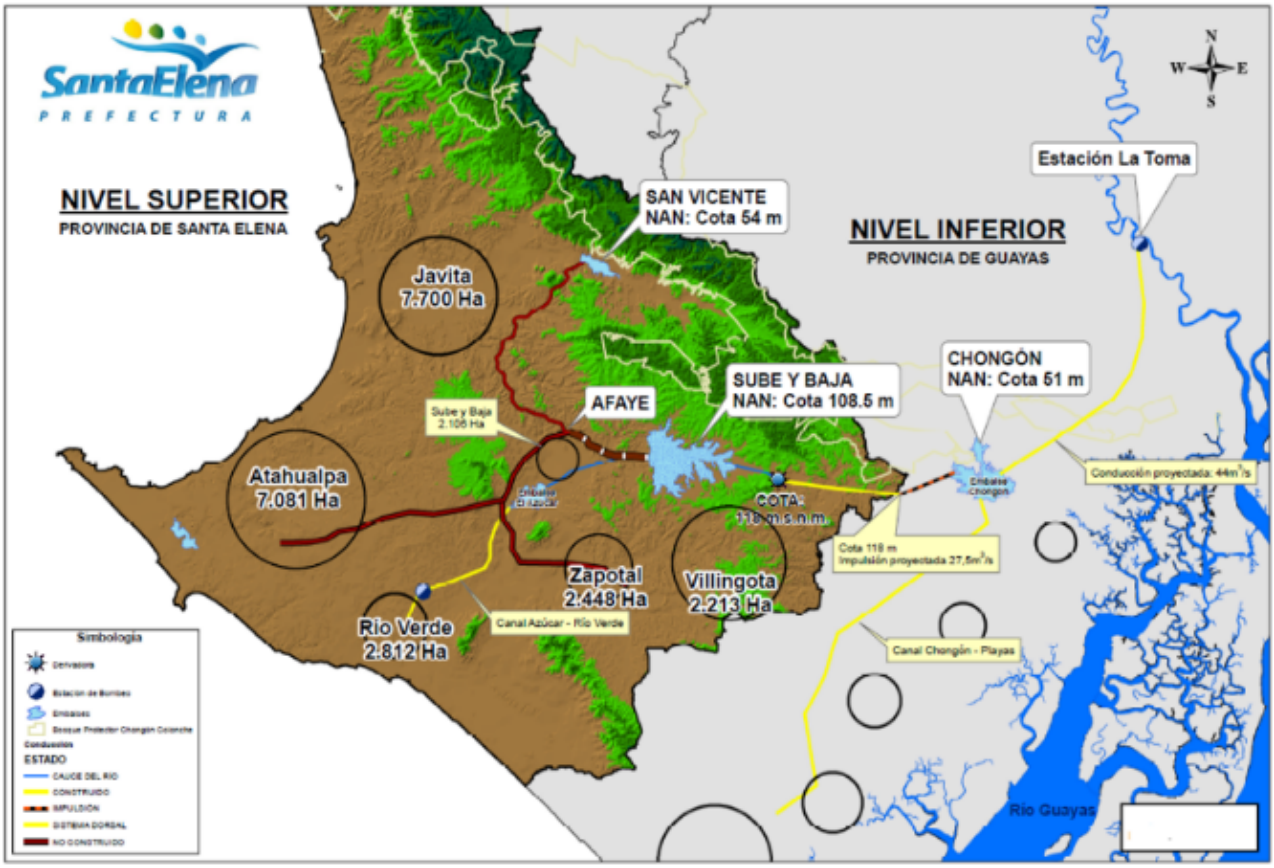


Figura 1.- Esquema Hidráulico de la P.S.E.

El Plan Hidráulico Acueducto de Santa Elena (PHASE), se trata de una opción técnica para transferir agua desde un área donde este recurso es excedentario hacia otra en donde es cada vez más deficitario y que ofrece posibilidades para utilizar los suelos y clima con fines de producción agropecuaria, así como para potenciar la producción industrial y el desarrollo urbano y turístico.
En sector noroeste de la Península de Santa Elena en la provincia del mismo nombre, sufre los estragos de sequías que afectan gravemente a sus habitantes ocasionando serios problemas socio económicos, hasta el punto de afectar seriamente su supervivencia, situación que además impide la explotación de las áreas de cultivos que podrían incorporarse a la producción agrícola nacional.

ALCANCE Y OBJETIVOS

Determinar la condición óptima de aprovechamiento de los recursos hídricos para riego de la provincia de Santa Elena, a nivel de planificación, bajo diferentes hipótesis de suministro de agua desde el Embalse Chongón, principalmente, debido a que las aportaciones propias de la cuenca de cada embalse son relativamente escasas, aunque en términos medios mensuales multianuales si juegan un rol importante y esa es una de las condiciones que se están asumiendo en el presente estudio

Los términos de referencia del Plan Provincial de Riego y Drenaje para la Producción y Desarrollo de la Provincia de Santa Elena establecen que el mismo ser concebido, bajo los siguientes escenarios y plazos:

→ **A corto plazo,** contando con el caudal actual de bombeo de **4.6 m^3/s** el mismo que, se distribuirá tanto para el sistema Azúcar – Río Verde, cuanto para abastecer a la Presa San Vicente y al Sistema de Riego Javita.

→ **A mediano plazo,** cuando se amplíe la capacidad de bombeo hasta los **9.2 m^3/s**, que será posible una vez que el sistema de bombeo en la Presa Chongón sea completado, lo cual se espera ocurra en el transcurso de los próximos dos años; y,

→ **A largo plazo,** cuando el caudal de ingreso a Santa Elena y sus respectivas estructuras de almacenamiento y conducción sean capaces de manejar los **27.6 m^3/s**, previstos en el PHASE original y hayan sido construidos los segmentos previstos en el actual Plan Hidráulico Provincial de Santa Elena, particularmente la Presa Sube y Baja.

En base a lo mencionado, se **genera un modelo de operación** de la infraestructura hidráulica concebida, considerando los tres escenarios resultantes del caudal de ingreso al territorio provincial **(4.6 m^3/s; 9.2 m^3/s; y, 27.6 m^3/s).**

El Modelo a generar, estará en capacidad de realizar una especie de Balance Hídrico que, en el marco de cada escenario, considere la disponibilidad segura del recurso dada por la infraestructura hidráulica disponible y los usos demandantes, de agua potable y riego, con la finalidad de poder establecer el grado de desarrollo a implementar de manera segura.

En este contexto, se asume que no habrá limitaciones en las aportaciones en base a la infraestructura considerada en cada uno de los escenarios, y, por lo tanto se garantiza siempre el abastecimiento de agua desde el río Daule.

El análisis se basará considerando los patrones de operación establecidos en la infraestructura actual y futura, cuyo componente principal estará definido por los grados de utilización de las unidades de bombeo disponibles. En base a lo mencionado, es posible definir el grado de utilización que se requiera para cubrir con los usos demandantes en cada una de las regiones a analizar.

INFORMACIÓN GENERAL DISPONIBLE

Para la modelización es contó con cierta información que es considerada base, figura 2, la cual se detalla a continuación:

- Curvas de Almacenamiento de los embalses en operación (Chongón, San Vicente, y El Azúcar), además, la información de los embalses futuros (Sube y Baja, Ciénega y Pedregalito).

- Demandas de Riego resultantes del respectivo estudio edafológico, donde se definieron las áreas potenciales de riego para cada embalse.

- Datos de precipitación y evaporación medios (siempre que se encuentre disponible), de las estaciones meteorológicas: Julio Moreno, El Azúcar, Guayaquil y San Vicente.

- Caudales conocidos desde la estación de bombeo Chongón hacia los diferentes embalses. Estos datos contemplan la capacidad de bombeo real, instalada y futura.

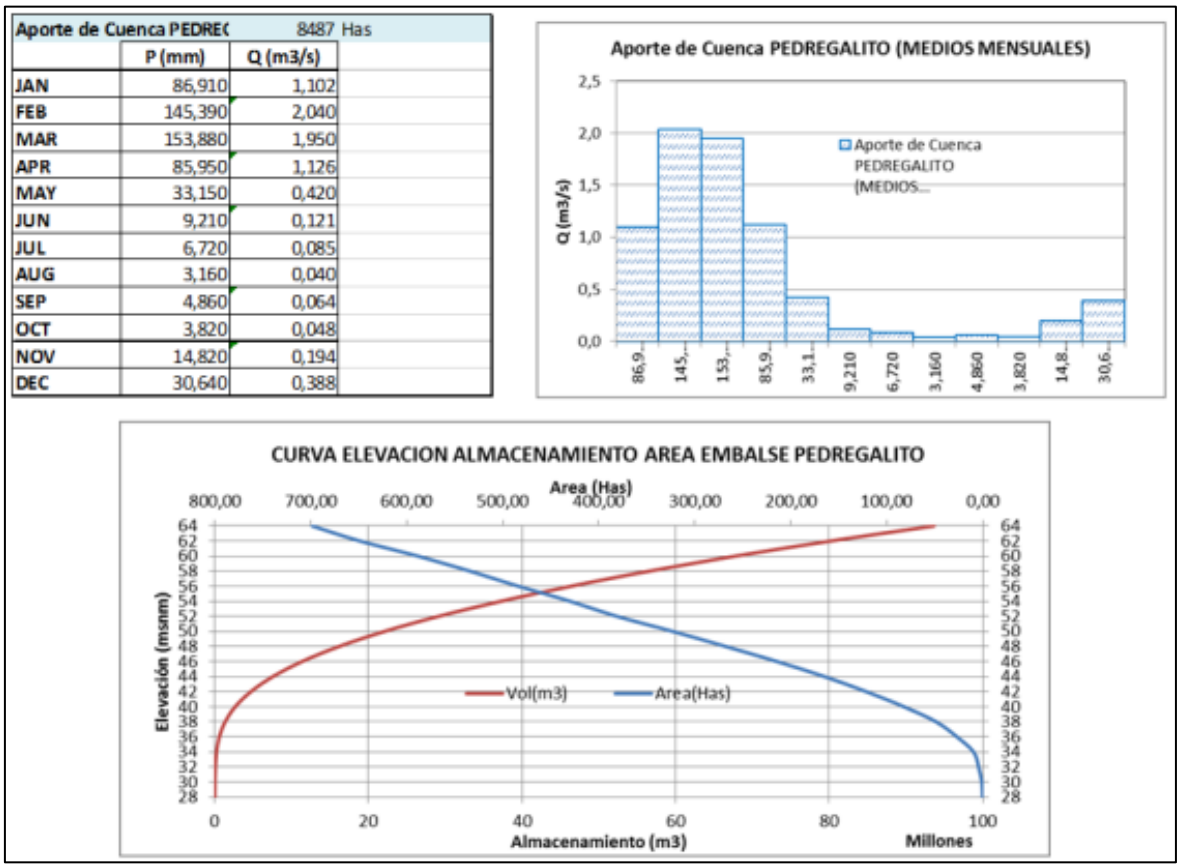


Figura 2.- Información básica del embalse, caudales y E.V.A.

MODELO COMPUTACIONAL PARA OPERACIÓN DE EMBALSES, HEC RESSIM

El software de simulación de sistemas de embalses (HEC-ResSim) desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EE. UU., Instituto de Recursos Hídricos, Centro de Ingeniería Hidrológica se utiliza para modelar operaciones de uno o más embalses para una variedad de objetivos operacionales y restricciones.
El programa simula las operaciones del embalse para la gestión de inundaciones, el aumento de bajo flujo y el suministro de agua para los estudios de planificación, las investigaciones detalladas del plan de regulación del embalse y el apoyo en la toma de decisiones en tiempo real. HEC-ResSim puede representar depósitos de gran y pequeña escala y sistemas de embalses a través de una red de elementos (uniones, alcances de enrutamiento, desviación, depósitos) que el usuario construye. Se puede simular eventos únicos o un período completo o registro utilizando los pasos de tiempo disponibles.

El software ofrece 3 módulos que proveen acceso a determinados tipos de datos dentro de la cuenca hidrográfica, estos módulos son: Configuración de la cuenca Hidrográfica, Red de Reservorios y Simulación. Cada módulo tiene un propósito y un conjunto de funciones accesibles a través de menús, barra de herramientas, y elementos esquemáticos.

El interfaz de HEC - ResSim no requiere extensos tutoriales para aprender a usarlo. Las características de entrada de datos es muy familiar y facilitan el desarrollo del modelo, y lo constituyen las denominadas "mini parcelas" que son gráficos a partir de los datos introducidos en tablas donde los errores pueden ser vistos y corregidos rápidamente. De igual manera, el modelo tiene una gran variedad de salidas en forma de gráficos y de reportes de salida.

Adicionalmente, el modelo provee una vista realística del sistema de ríos y embalses usando un mapa base esquemático con una serie de elementos. Además, el modelador puede representar cada salida de los embalses. La interface del modelo permite al usuario dibujar la red esquemática como una figura simple o como un mapa georreferenciado de la cuenca de drenaje.

CONFIGURACIÓN DE LA CUENCA HIDROGRÁFICA

El objetivo en esta parte es proveer una estructura o marco de referencia para la creación y definición entre las diferentes aplicaciones de modelado. Una Cuenca hidrográfica es asociada con una región geográfica, para la cual, diferente modelos y áreas de cobertura pueden ser configuradas. La cuenca puede contar con todos los ramales secundarios o los proyectos hidráulicos dentro de ella (reservorios, diques, etc.), áreas de impacto, hidrología, datos hidráulicos para un área específica. Todos estos detalles juntos configuran la estructura de la cuenca hidrológica.

El módulo de la configuración de la cuenca hidrológica, se genera mediante iconos que representan un orden físico de la cuenca, como se observa en la figura 3, una vez que se haya creado la cuenca se puede importar mapas desde fuentes externas, se especifican unidades de medida para la visualización, se agregan capas que contienen información adicional, se ubican las uniones comunes en la alineación de los canales naturales o artificiales, y se configuran cada uno de los elementos.

MODELO DE RED DE RESERVORIO Y MÓDULO DE SIMULACIÓN

Esta parte nos sirve para aislar el desarrollo del modelo del embales con el análisis de salida, aquí se creará una red esquemática, se describen los modelos físicos y operacionales del modelo, y se desarrollan las alternativas que se desean analizar. Usando configuraciones que fueron creadas en el módulo anterior como modelo, se crean las bases de la red de reservorios, después se sumarán otras redes de elementos para completar la conectividad esquemática de la red.

Una vez que la red esquemática esté completa, los datos físicos y operacionales de la red son definidos, además de las alternativas específicas de la red son precisados: conjunto de operaciones, condiciones iniciales, asignación de los datos DSS (mapeo de series temporales).
En el módulo de simulación se procede al aislamiento del análisis de la salida de datos del desarrollo del proceso, una vez que el modelo del reservorio esté completo, y las alternativas hayan sido definidas, el módulo de la simulación es usado para configurar la misma. El cálculo es realizado y los resultados son visualizados. Cuando se crea una simulación es necesario especificar el tiempo de simulación, el intervalo de cálculo, y las alternativas a ser analizadas.

Una vez terminada la simulación, el programa genera de manera automática un archivo *.DSS con todos los resultados obtenidos.

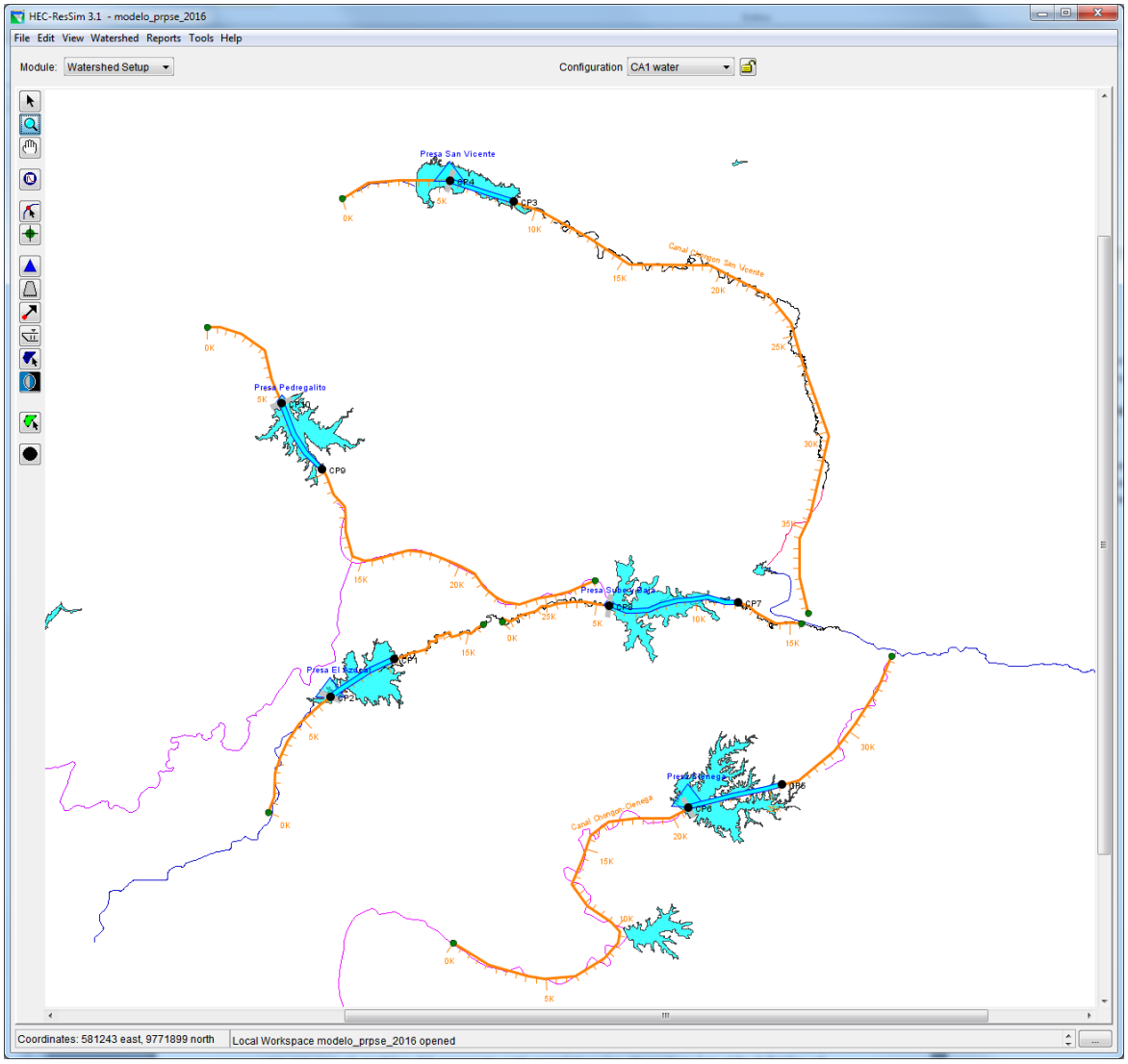


Figura 3.- Topología o modelo de configuración del Sistema Provincial de Santa Elena.

GENERACIÓN DE ESCENARIOS

Se consideraron los tres escenarios previamente definidos, figura 4, en base a la capacidad de bombeo actualmente instalada de, a través de 2 unidades de bombeo de 2.3 m^3/s, cada una la de mediano plazo que será 9.2 m^3/s y la de largo plazo que será de 27.6 m^3/s.

Las áreas de riego establecidas en el estudio son las potenciales, figura 5, que para efecto de las simulaciones, se consideran progresivamente con porcentajes del total, desde 10 % hasta el 100 %.

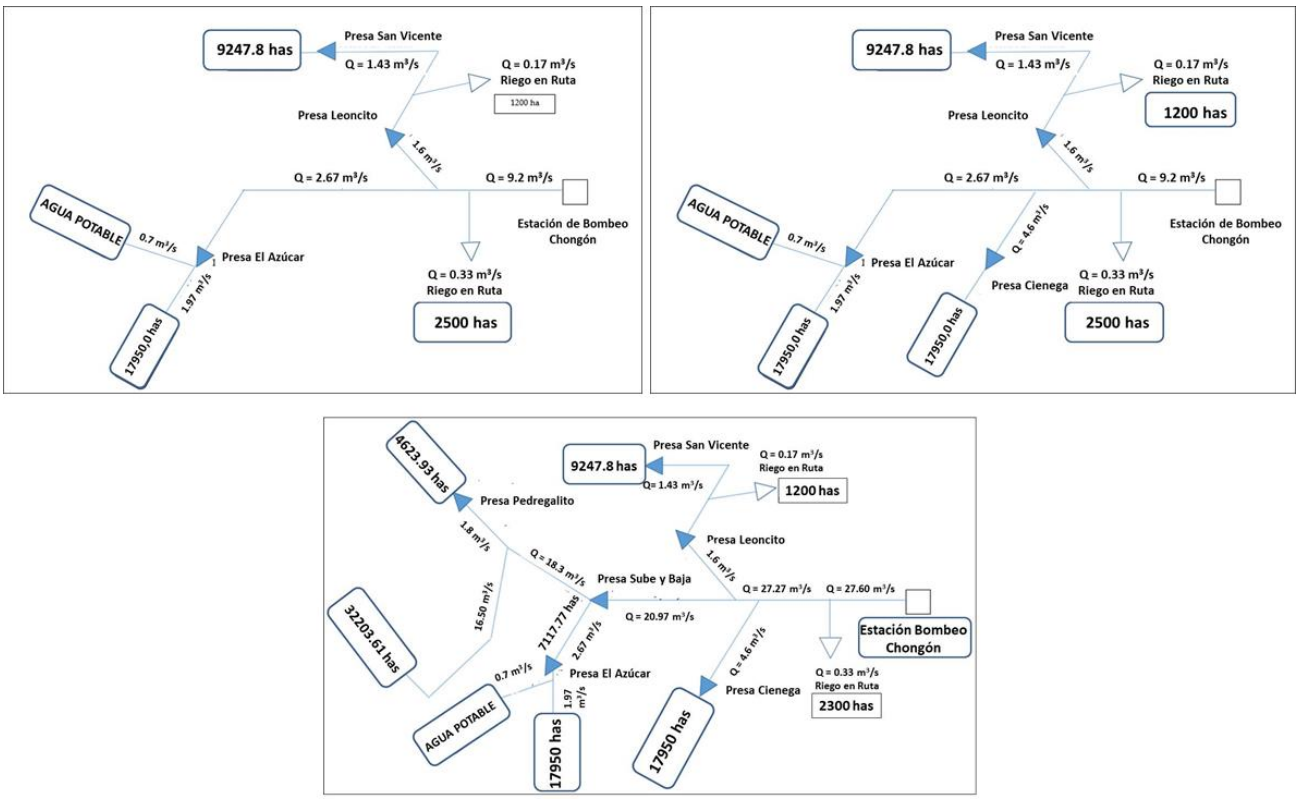


Figura 4.- Escenarios 1, 2 y 3.

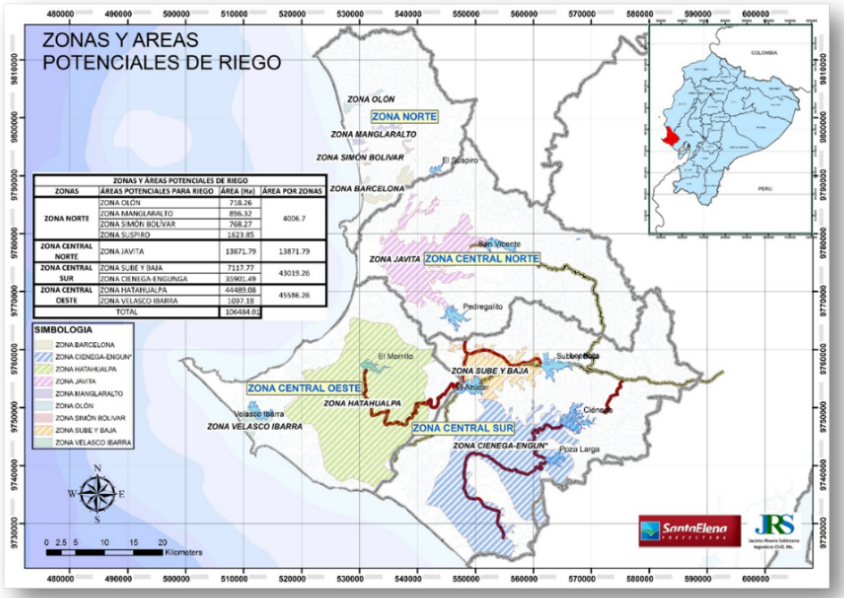


Figura 5.- Áreas de riego Correspondiente a cada embalse.

Así mismo, se consideraron tiempos de bombeo de 6, 12, 18 y 24 horas, y, para todos los casos, se utilizaron los aportes netos que afectan directamente al embalse, como son aporte de cuenca por lluvia y evaporación del espejo de agua a causa de la temperatura, así como también una demanda constante de dotación de agua potable equivalente a 0.70 m^3/s. Las simulaciones de la operación de los embalses se inician considerando que el embalse se encuentra completamente lleno, esperando siempre tener una regulación anual de los reservorios, de cuya combinación, se genera una matriz de simulaciones, cuyos resultados conducirán a la determinación del mejor escenario.

RESULTADOS

La variedad de simulaciones elaboradas, contemplando escenarios de riego distintos y tasas de bombeo variables, serán de gran ayuda al momento de establecer con mayor certidumbre el mejor de los escenarios de planificación que se puede prever para la operación de los embalses, en la figura 6 se muestra un ejemplo del balance hídrico que se genera a partir del HEC-ResSim.

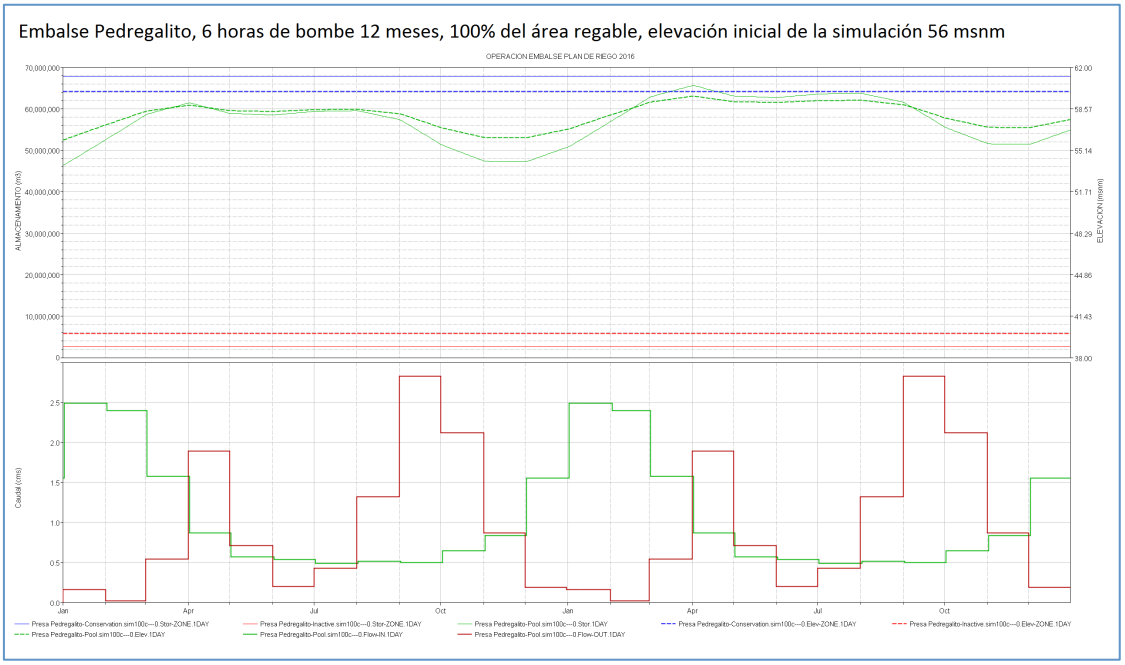


Figura 6.- Salida del Programa HEC-ResSim.

Este modelo se ha aplicado para cada combinación de los escenarios descritos previamente y para hacer la evaluación final se tomaron en cuenta: La garantía de riego, obtenida en función del porcentaje del área regable, las horas de bombeo y la elevación inicial del embalse. Con estos resultados obtenidos se procedió a generar una familia de curvas que involucran las variables mencionadas. La elevación final del embalse después de la simulación, determinada mediante el porcentaje del área regable, el volumen útil de embalse y las horas de bombeo. Los dos tipos de curvas mencionados, se presentan en las figuras 7 a 11, para los embalses considerados.

Para cada embalse, se presentan las simulaciones considerando el nivel máximo de operación (elevación de la cresta del vertedor), el valor optimizado de elevación luego de algunos tanteos y los resultados del modelo para la simulación.

A efectos de poder comprender de mejor manera las figuras presentadas a continuación en concordancia con las simulaciones realizadas para cada uno de los embalses en los respectivos escenarios de riego y tasas de bombeo, es necesario explicar lo siguiente:

- Las figuras que relacionan la garantía de cumplimiento del riego en porcentaje (%) versus el porcentaje (%) de área de riego, significa que en base a las diferentes tasas continuas de bombeo que están analizadas (6, 12, 18 y 24 horas) es posible visualizar la efectividad del embalse para cumplir las demandas de riego definidas a partir del módulo de riego de la zona en particular y el área de riego propiamente según el porcentaje del área total potencial de riego.
- Las figuras que relacionan la elevación del embalse al final de la simulación versus el porcentaje (%) de área de riego, significa que en base a las diferentes tasas continuas de

bombeo que están analizadas (6, 12, 18 y 24 horas) es posible visualizar la efectividad del embalse para recuperar, al final del periodo de simulación, el nivel inicial de la simulación a efectos de garantizar que los ciclos de riego se repetirán de igual manera en el cumplimiento de las demandas de riego definidas a partir del módulo de riego de la zona en particular y el área de riego propiamente según el porcentaje del área total potencial de riego.

- Para cada uno de los embalses se presenta una salida de resultados del modelo de simulación empleado para un periodo bianual (HEC ResSim), figura 6, el cual en la parte superior se encuentra la evolución del volumen del embalse (línea continua) y la evolución de la elevación de la superficie del agua en el embalse (línea punteada). De igual manera, en la parte inferior de la figura se encuentra la evolución de las demandas de riego (línea roja) y la evolución de los caudales de ingreso al embalse (línea verde) y se relacionan la elevación del nivel de agua en el embalse, que tienen marcada las elevaciones máximas y mínimas que significan los excesos o déficit de agua, según sea el caso, al alcanzar dichos niveles que definen el volumen útil.

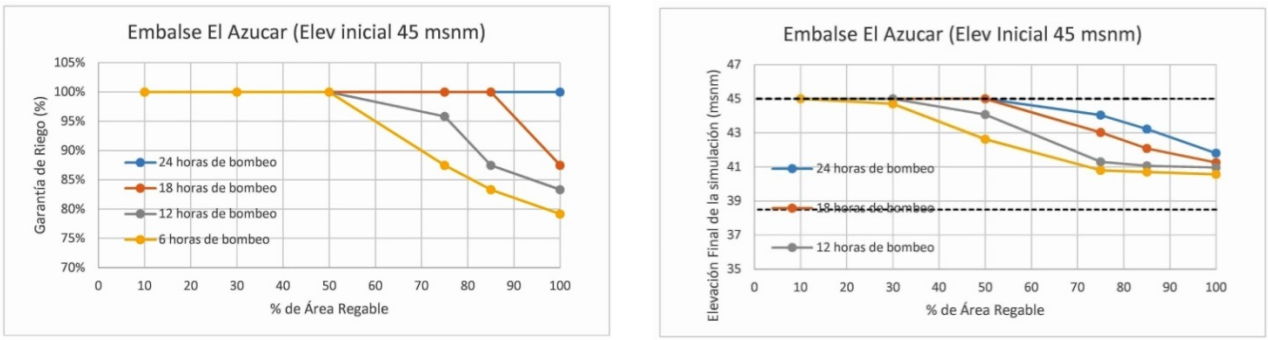


Figura 7.- Embalse Azúcar: % Área Regables - % Garantía – Horas de Bombeo.

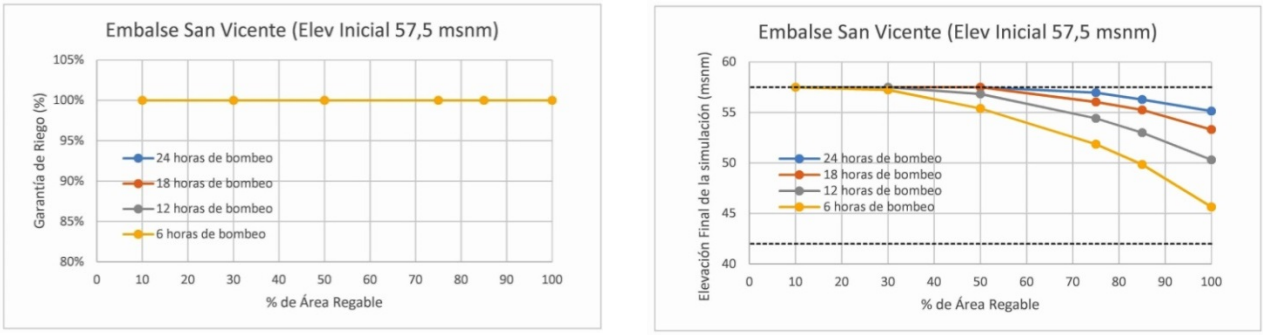


Figura 8.- Embalse San Vicente: % Área Regables - % Garantía – Horas de Bombeo

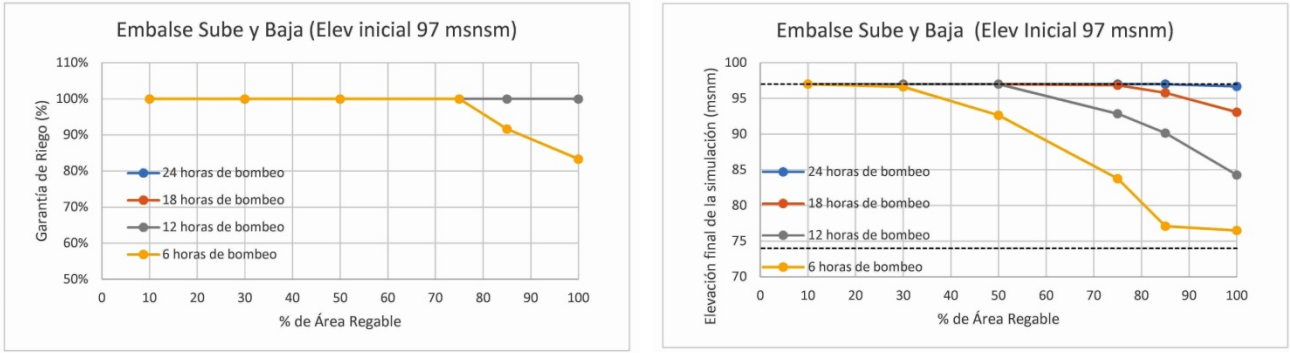


Figura 9.- Embalse Sube y Baja: % Área Regables - % Garantía – Horas de Bombeo.

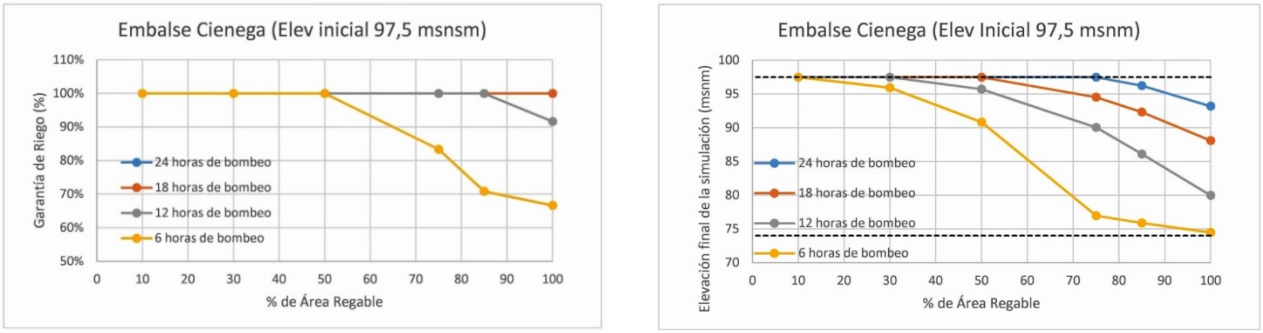


Figura 10.- Embalse Cienegar: % Área Regables - % Garantía – Horas de Bombeo

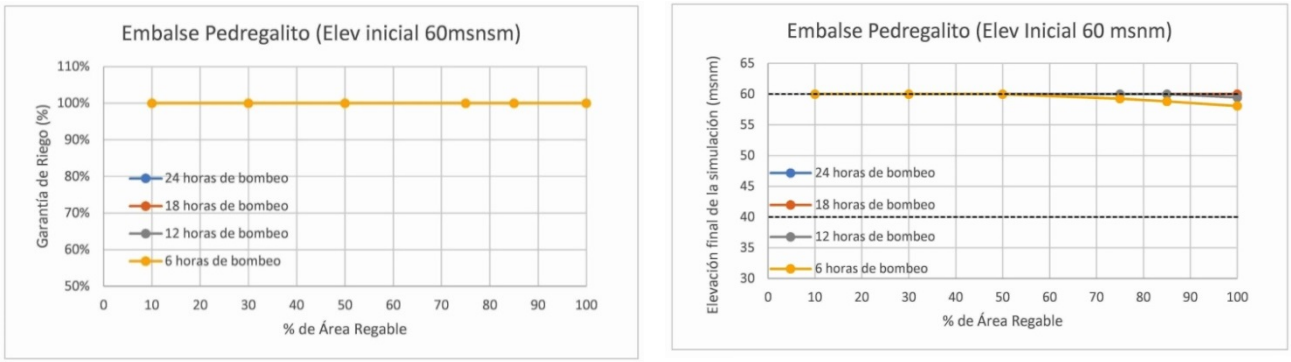


Figura 11.- Embalse Pedregalito: % Área Regables - % Garantía – Horas de Bombeo.

Las figuras presentadas, que resumen la gran variedad de simulaciones realizadas, bajo escenarios de riego diversos y bajo tasas de bombeo igualmente variable, son de mucha utilidad al momento de establecer con mayor certidumbre el mejor escenario de planificación que se puede prever para la operación de los embalses y la puesta en riego del área de influencia de los mismos, resultados que con seguridad mejorarán al momento de estudiar en detalle el desarrollo de los proyectos de riego.

CONCLUSIONES

En función de lo anotado, considerando los escenarios contemplados, se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- En el escenario a **corto plazo** o actual, es decir, teniendo una capacidad de bombeo de **4.6 m^3/s** en el Embalse Chongón, es posible tener un área con riego de alrededor de **31000 has** que se distribuyen de la siguiente forma:

  - **18000 has**, aguas abajo de la Presa Azúcar.
  - **9500 has**, en el valle Javita, aguas abajo del embalse San Vicente.
  - **3500 has**, de riego en ruta a lo largo del canal Chongón – Las Juntas (**2300 has**) y entre la Camarona y el Embalse San Vicente (**1200 has**).

- En el escenario a **mediano plazo**, es decir, teniendo una capacidad de bombeo de **9.2 m^3/s** en el Embalse Chongón, es posible incorporar al riego alrededor de **18000 has**, aguas abajo del Embalse Ciénega, proyecto que al momento se encuentra a nivel de pre factibilidad.

- En el escenario a **largo plazo**, es decir, teniendo una capacidad de bombeo de **27.6 m^3/s** en el Embalse Chongón, es posible incorporar al riego alrededor de **56200 has** que se distribuyen de la siguiente forma:

- **44600 has**, aguas abajo del Embalse Sube y Baja, en la zona de Atahualpa.
- **7000 has**, entre los embalses de Sube y Baja y Azúcar.
- **4600 has**, de riego aguas abajo del Embalse Pedregalito.

Para cada uno de los escenarios, en la tabla 1 se presenta un resumen de los resultados obtenidos de la modelación que simulan la operación de los embalses en el marco de los escenarios establecidos, considerando números redondeados en relación con las áreas potenciales de riego y se representan de izquierda a derecha los escenarios inferior, intermedio y superior, respectivamente.

Tabla 1.- Resumen de los Resultados Obtenidos a Través de la Modelización.

Embalse	Área a regar (ha)	Factor de Continuidad	Garantía	Área a regar (ha)	Factor de Continuidad	Garantía	Área a regar (ha)	Factor de Continuidad	Garantía
Azúcar	10800	0,25	95%	14000	0,625	100%	18000	0,75	92%
San Vicente	5000	0,25	100%	7000	0,5	100%	9200	0,75	100%
Cienega	9500	0,25	95%	15000	0,625	97%	18000	0,75	100%
Sube Y Baja	18000	0,25	100%	32000	0,5	100%	51000	0,75	100%
Pedregalito	*	*	*	*	*	*	4600	0,25	100%
TOTAL	47900		TOTAL	72600		TOTAL	100800		

Adicionalmente, en la tabla 2 se presenta un resumen de los escenarios a corto, mediano y largo plazo, así como las áreas potenciales que se podrían llegar a regar bajo condiciones óptimas de operación las cuales consisten en una garantía de riego superior al 90% y un factor de continuidad de bombeo por encima del 90%.

Tabla 2.- Resumen de Escenarios y Combinaciones.

Garantía de Riego				
100% área Regable	Horas de Bombeo			
Embalse	6 horas	12 horas	18 horas	24 horas
Azúcar	79%	83%	88%	100%
San Vicente	88%	100%	100%	100%
Cienega	67%	92%	100%	100%
Sube Y Baja	83%	100%	100%	100%
Pedregalito	100%	100%	100%	100%

Garantía de Riego				
85% área Regable	Horas de Bombeo			
Embalse	6 horas	12 horas	18 horas	24 horas
Azúcar	83%	88%	100%	100%
San Vicente	100%	100%	100%	100%
Cienega	71%	100%	100%	100%
Sube Y Baja	92%	100%	100%	100%
Pedregalito	100%	100%	100%	100%

Garantía de Riego				
75% área Regable	Horas de Bombeo			
Embalse	6 horas	12 horas	18 horas	24 horas
Azúcar	88%	96%	100%	100%
San Vicente	100%	100%	100%	100%
Cienega	83%	100%	100%	100%
Sube Y Baja	100%	100%	100%	100%
Pedregalito	100%	100%	100%	100%

Garantía de Riego				
50% área Regable	Horas de Bombeo			
Embalse	6 horas	12 horas	18 horas	24 horas
Azúcar	100%	100%	100%	100%
San Vicente	100%	100%	100%	100%
Cienega	100%	100%	100%	100%
Sube Y Baja	100%	100%	100%	100%
Pedregalito	100%	100%	100%	100%

De igual manera, en la tabla 3, se presenta un resumen de los resultados de áreas de riego por sectores y escenarios.

Tabla 3.- Áreas Potenciales para distintos escenarios.

Plazo	Q bombeo m^3/s	Area Has	Ubicación
Corto	4.6	18000	aguas abajo de la Presa Azúcar
		9500	en el valle Javita, aguas abajo del embalse San Vicente
		3500	riego en ruta a lo largo del canal Chongón – Las Juntas
		1200	entre la Camarona y el Embalse San Vicente
Mediano	9.2	18000	aguas abajo del Embalse Ciénega
Largo	27.6	44600	aguas abajo del Embalse Sube y Baja, en la zona de Atahualpa
		7000	entre los embalses de Sube y Baja y Azúcar
		4600	aguas abajo del Embalse Pedregalito.

REFERENCIAS

Klipsch, J. and Hurst M., (1980), "HEC ResSim Reservoir System Simulation User Manual". US Army Corps Of Engineers, Institute for Water Resources Hydrologic Engineerring Center (HEC), Davis, California, USA.

Rivero J. (2016). "Plan Provincial de Riego y Drenaje para la Producción y Desarrollo de la Provincia de Santa Elena", Santa Elena, Ecuador.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESSO LATINO-AMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SETEMBRO DE 2018

PROPOSTA DE ESTUDO DE FATORES CONDICIONANTES QUE INFLUÊNCIAM NO ALINHAMENTO DA ORLA DE LAGOAS URBANAS

Jorge Lucas Ferreira[1],
Orientador: Antonio R. M. B. de Oliveira[2] y Coorientador: Luiz F. G. Rego[3]
Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-Rio
Rua Marquês de São Vicente, 225, Gávea - Rio de Janeiro, RJ - Brasil
Cep: 22451-900 - Cx. Postal: 38097, Brasil
Jorge_lucas@puc-rio.br[1], armbo@puc-rio.br[2], e regoluiz@puc-rio.br[3]

RESUMO

A determinação do *Alinhamento da Orla das Lagoas Urbanas* é hoje no contexto das grandes cidades, uma questão complexa, iniciada pela necessidade de *Manutenção Ambiental* daqueles espelhos d'água, considerando todo o manancial hidráulico e biológico envolvido (ecossistema), mas ao mesmo tempo atendendo a necessidade de *Uso do Solo Urbano e sua* expansão, que encontram nas margens dessas lagoas, uma válvula de escape oportuna, principalmente por suas características naturais, que acabam por oferecer belas paisagens e consequente *Valorização Imobiliária*. Considerando a utilização de tecnologias de projetos em CAD/SIG, acessando dados atualmente e disponíveis na Web das grandes cidades, a *Definição de Fatores Condicionantes* que influenciam na definição de um *Alinhamento da Orla das Lagoas Urbanas*, através de análises quantitativas e qualitativas de aspectos físicos/legais, tais como Condicionantes Ambientais em contrapartida a Condicionantes Urbanas, resultando diagnósticos de preservação das suas condições ambientais.

ABSTRACT

The determination of the Alignment of the Urban Lagoons Border is nowadays in the context of the big cities, a complex question, initiated by the need for Environmental Maintenance of these water mirrors, considering all the hydraulic and biological water resources involved (ecosystem), but at the same time the need for Urban Land Use and its expansion, found on the banks of these lagoons, a timely escape valve, mainly for its natural characteristics, which end up offering beautiful landscapes and consequent Real Estate Valuation. Considering the use of CAD / GIS project technologies, accessing data currently available on the Web of major cities, the Definition of Conditioning Factors that influence the definition of an alignment of the edge of the urban lagoons, through quantitative and qualitative analyzes of physical aspects / legal, such as Environmental Factors in counterpart to Urban Conditioners, resulting diagnoses of preservation of their environmental conditions.

PALAVRAS- CHAVE

Urbano-Ambiental; Ecossistemas Lagunares Urbanos; Projetos de Uso do Solo.

INTRODUÇÃO

Considerando os aspectos urbanos e paisagísticos de vários bairros e regiões metropolitanas, observa-se em algumas cidades o quanto é atraente e interessante as ocupações adjacentes às margens das lagoas urbanas, como exemplo, seguem os flagrantes na cidade de Belo Horizonte, na Lagoa Urbana da Pampulha – MG - BR, ilustrados na figura 01 - Situação em torno da Lagoa e na figura 02 - Detalhe da Urbanização nas margens da Lagoa.

Figure 1.- Situação em torno da Lagoa da Pampulha – BH / MG.

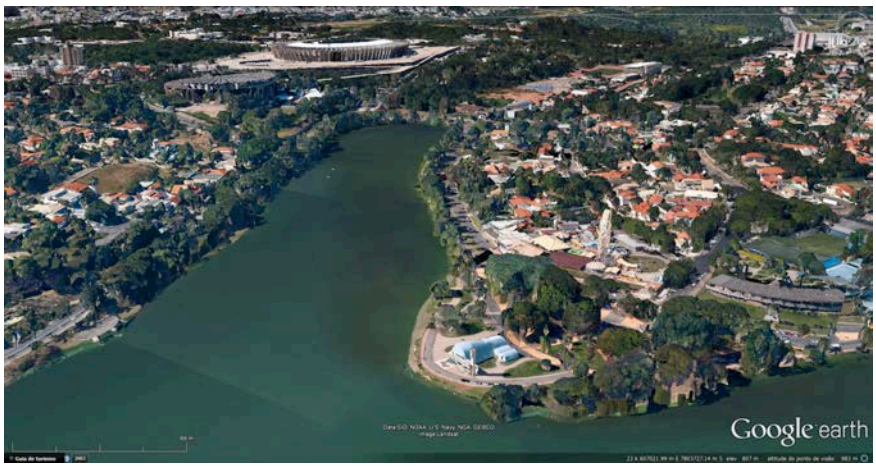


Figure 2.- Detalhe da Urbanização nas margens da Lagoa da Pampulha – BH / MG.

A complexidade e importância deste tema sugerem um estudo mais apurado dos fatores condicionantes, que irão melhor definir e adotar um alinhamento limite para a orla dessas lagoas urbanas, a fim de preservar as condições e características naturais e ambientais da região.

Assim surgiu a motivação para a escolha do tema e objetivos deste artigo, em utilizar recursos e facilidades das tecnologias digitais atuais, com emprego de Sistemas de Desenho em CAD, Sistemas de Informação Geográfica em SIG, e Base de Dados disponíveis em Portais Web de Órgãos Oficiais, para a montagem, estruturação, comparação e análise dos dados envolvidos.

A escolha do estudo de lagoas urbanas para a elaboração deste artigo, veio ao encontro do sentimento e desejo de planejar as mudanças necessárias no uso da terra, respeitando o meio ambiente e seus recursos naturais e paisagísticos, como tema em evidência nos dias de hoje.

Definir especificamente o alinhamento limite da orla das Lagoas Urbanas, caracteriza-se como a definição de uma linha de fronteira entre o que é possível "transformar e ocupar", e o que é necessário "manter e preservar", considerando o ecossistema como um fundamento inerente às lagoas.

Adotar a Lagoa Rodrigo de Freitas como "Estudo de Caso", figura 03, deveu-se à sua localização e importância em relação à cidade do Rio de Janeiro / RJ - BR, especialmente, o dualismo de seu contexto urbano-ambiental e do forte apelo imobiliário, observado nas figuras 04 e 05 da Lagoa Rodrigo de Freitas, comparando a ocupação do seu entrono, em diferentes épocas.

Figure 3.- Environmental Urban Landscape Lagoon Rodrigo de Freitas RJ / RJ.

Figura 4.- Vista Panorâmica - LRF Século IX.

Figura 5.- Vista Panorâmica - LRF Atualmente.

O PROBLEMA

O estudo do relevo, hidrologia, vegetação e espécies de animais, em conjunto com o estudo de ocupação e uso do solo urbano, paisagismo e necessidades de melhoria e expansão urbana, em última análise, caracteriza-se pela sua importância em preservar o ecossistema lagunar, em contrapartida às ocupações também importantes no planejamento urbano e seus arredores, com suas necessidades e características. Ilustramos a ideia da lagoa no seu estado natural, no mapa conceitual representado na Figura 06.

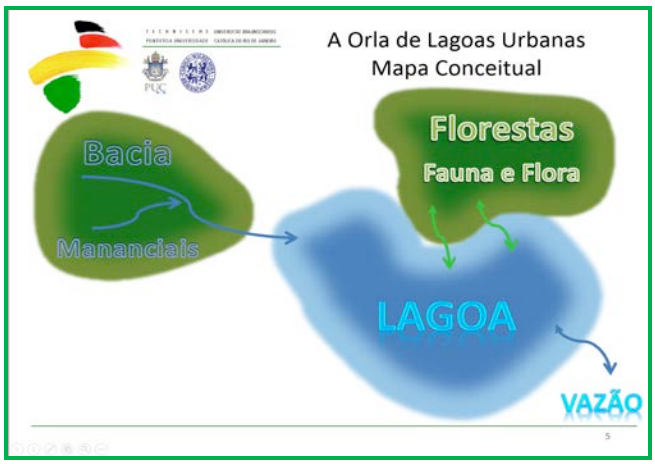


Figura 6.- Mapa Conceitual só natureza.

É necessário definir e manter o alinhamento limite da orla das lagoas urbanas, preservando o seu ambiente natural. No entanto, no desenvolvimento das ações antrópicas, vão surgindo ocupações e transformações do uso do solo, formando as áreas urbanizadas que acabam por alcançar e interagir com as margens das Lagoas, sem uma definição exata de seus limites.

Esta ideia está representada no Mapa Conceitual apresentado na Figura 07 a seguir.

Figura 7. – Mapa Conceitual com urbanização

Devemos planejar ocupações urbanas, para evitar sucessivas ações de aterros e consequente descaracterização e artificialidade do ecossistema.

DESENVOLVIMENTO

O objetivo é a criação de um modelo de análise da interação entre o Ambiente Natural das Lagoas Urbanas e o Ambiente Antrópico Urbano nas áreas a elas adjacentes, com suas ocupações e necessidades de expansão, elegendo os *Fatores Condicionantes* que podem determinar ou influenciar na escolha do alinhamento limite da orla dessas Lagoas, preservando-se as melhores condições ambientais da região. Modelo de Análise representado na figura 08.

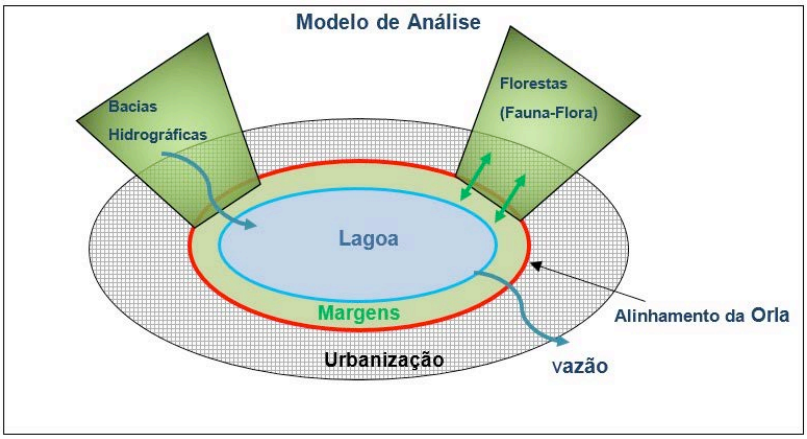


Figura 8. – Modelo de Análise

Este estudo buscou conceituar os *Fatores Condicionantes* através da uma análise de hierarquia em forma de árvore, expresso em um gráfico chamado de "Árvore de Fatores condicionantes".

Com o objetivo de definir o Projeto de Alinhamento da Orla das Lagoas Urbanas (PAO), num primeiro nível de detalhe, analisamos dois aspectos de fatores, cujo desdobramento é mostrado abaixo.

Determinação dos Fatores Condicionantes

Num primeiro nível de análise, depuramos dois aspectos de *fatores condicionantes*, cujo desdobramento vem descrito abaixo e representado na Figura 09:

- ***Fatores Ambientais (FA)***: Condições e fatores naturais predominantemente existentes na região de ocorrência da lagoa, que fazem parte do seu contexto e que agrupam peculiaridades de influência e oscilação do espelho d'água da LRF; e

- ***Fatores Urbanos (FU)***: Condições e fatores antrópicos resultantes das necessidades de ocupação e expansão das cidades, que acabam por interferir de modo forçado e artificial nas condições natural da LRF.

Figura 9. – Representação do Primeiro Nível de Análise – FA x FU

No próximo item iremos prosseguir com esse conceito e raciocínio estruturado, avançando com mais desdobramentos de níveis em cada um dos dois grupos de fatores.

Neste sentido, seguindo a conceituação e desenvolvimento de níveis subsequentes, concebemos que para cada um dos fatores ambientais e urbanos, podemos subdividi-los sucessivamente, até chegar aos níveis indicados no Gráfico 01 abaixo, denominado neste artigo de Árvore de Fatores Condicionantes - AFC.

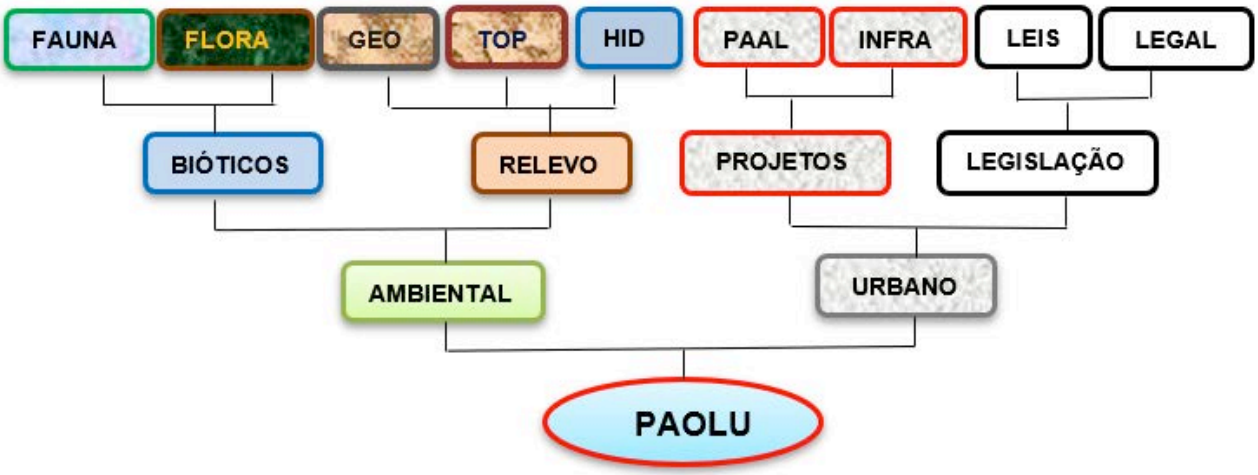


Gráfico 1. - Árvore de Fatores Condicionantes - AFC

Assim, nesse gráfico elencamos os *Fatores Condicionantes* para a determinação do Projeto de Alinhamento da Orla das Lagoas Urbanas – **PAOLU**, organizados em formato de Árvore, cujo gráfico mostrou-se interessante e eficaz na representação das ideias de abrangência e abordagem, concatenando as diversas questões envolvidas (multidisciplinaridade) com clareza e senso de organização, partindo-se de uma divisão inicial primária, até alcançar o desdobramento de elementos mais específicos e complexos. Neste sentido, demonstrando a linha de raciocínio e avançando com a conceituação e desenvolvendo dos níveis subsequentes temos que:

Os ***Fatores Ambientais*** podem ser subdivididos em Bióticos e Relevo:

- ***Bióticos*** (seres vivos): Seres animais, vegetais, fungos, protozoários e bactérias que predominam na região, que por sua vez podem ser desdobrados e classificados em Fauna e Flora:

> - ***Fauna*** – **FAUNA**, composta pela diversidade de animais e seres que habitam a região, e
> - ***Flora*** - **FLORA**, configurada pela vegetação existente e áreas naturais densas ou não de vegetação.

- ***Relevo*** (abióticos): Superfície física que, apresentando irregularidades e formas específicas, empresta e impõe determinadas características à região; podendo seu desdobramento ser considerado como de formação Geológica, Topográfica e Hidrológica:

> - ***Geológica*** - **GEO**, a conformação e caracterização do solo e sua origem, resulta em maiores desdobramentos e influências depurados em geotecnia;
> - ***Topográfica*** - **TOP**, a topologia da região com as ocorrências de elevações, depressões, linhas de cumeadas e talvegues, resultam em características de influência e condições de contorno; e
> - ***Hidrológica*** - **HIDRO**, cuja ocorrência e ação de fenômenos atmosféricos, associados a forma e abrangência da bacia e sub-bacias da região, com quantidade e volume das águas dos rios principais, afluentes e sub-afluentes, também interferem diretamente no equilíbrio das condições da Lagoa.

Já os ***Fatores Urbanos***, podem ser divididos em:

> - ***Projetos***: Projetos de Urbanização e/ou Modificação do uso do solo, que seguindo a mesma linha de análise também podem ser divididos e classificados como:
> - ***Projeto Aprovado de Alinhamento e Loteamento*** – **PAAL** que projetam ou modificam o traçado de ruas, avenidas e até mesmo estradas (PAA), e que projetam ou modificam área, lotes e quadras (PAL); e
> - ***Projetos e Obras de Infraestrutura Urbana*** – **INFRA**, que representam a quantidade e qualidade destes aparelhos urbanos (calçamento, pavimentação, águas pluviais, esgoto, água potável, serviços públicos) no contexto da região em estudo.
>
> - ***Legislação***, Definido inicialmente pelo Plano Piloto da Cidade e demais questões de Zoneamento e Regulação de Ocupação e Uso do Solo, e questões de ocupações e ações urbanas ilegais não permitidas e/ou não autorizadas, tidas como irregulares, perfazendo um contexto de subdivisão tal como:
> - ***Decretos e Leis*** - **LEIS**, conjunto de Decretos e Leis que na prática são detalhados no Código de Obras da Cidade, com o sistema de aprovação e licenciamento de obras e concessão de alvará e habite-se.
> - ***Áreas e Ações Legais*** – **ILEGAL**, e enfim a Legalidade das ações e ocupações, que representa as possíveis ações legais ou ilegais (regulares ou irregulares), considerando itens como área total edificável, recuos, faixas "non aedificand", gabaritos, etc., todos regidos, regulamentados e publicados por Decretos na Legislação Urbana.

É certo que o nível de desdobramento alcançado, ainda não representa totalmente a complexidade contida nos sistemas lagunares urbanos.

Metodologia de Modelagem

Objetivando representar matematicamente as ações antrópicas que acabam por interferir e alterar o ecossistema das Lagoas Urbanas, pensamos em formatar uma escala comparativa de valores dos *Fatores Condicionantes*, considerando sua representação em gráficos, buscando uma visualização e correlação entre as ações e reações com equilíbrios e desequilíbrios; tendências de comportamento e consequências, buscando uma modelagem e comparação. Para tanto, entendemos que cada um dos *Fatores Condicionantes* devem ser estudados e analisados em suas características e padrões, de modo a serem representados e expressos em termos de parâmetros, ou seja, realizar uma parametrização de cada um deles, que pode vir a ser representada resumidamente em escala mensural comparativa, conforme sugerido na Tabela 01 abaixo.

Tabela 1. – Comparação do Grau de Influência de cada Fator Condicionante.

Comparativo do Grau de Influência dos Fatores Condicionantes na Determinação do PAOLU									
FATORES CONDICIONANTES	AMBIENTAIS					URBANOS			
	BIÓTICOS		RELEVO			PROJETOS		LEGISLAÇÃO	
	FAUNA	FLORA	GEO	TOP	HID	PAAL	INFRA	LEIS	ILEGAL
Grau de Influência (%)	aa	bb	cc	dd	ee	ff	gg	hh	ii

Considerando a complexidade desta questão de parametrização, que acabaria por envolver diversas outras ações e experimentos, e que consequentemente estenderia em demasia este trabalho e estudo, buscamos apenas esboçar e formatar a ideia com hipóteses e formas de representação gráfica simplificada.

Para o caso desta etapa de detalhamento de parametrização vir a ser desenvolvida, entendemos que dentro de um conjunto de ferramentas e aplicativos a serem utilizados, a tecnologia SIG - Sistemas de Informações Geográficas, venha a ser a mais indicada para análises e conclusões finais, devido as suas características e recursos de demonstração dos resultados, pois este aplicativo dentre outros recursos, vincula mapas vetoriais/matriciais a um banco de dados estruturado. Esse banco de dados estruturado sendo formado e alimentado pelos parâmetros obtidos para cada um dos fatores condicionantes, evidenciará e demonstrará melhor os resultados, através da produção de mapeamento temático georreferenciado.

Gráfico de Barras:

Num primeiro exercício simples de avaliação da interferência e correlação desses fatores, idealizamos um gráfico de barras representativo e comparativo, cuja visualização venha a fornecer intuitivamente um padrão de qualidade para o **PAOLU**, onde os valores aa, bb, ...ii apurados, sejam indicados e assinalados conforme a escala gráfica em forma de barras, estruturada no Gráfico 02 a seguir.

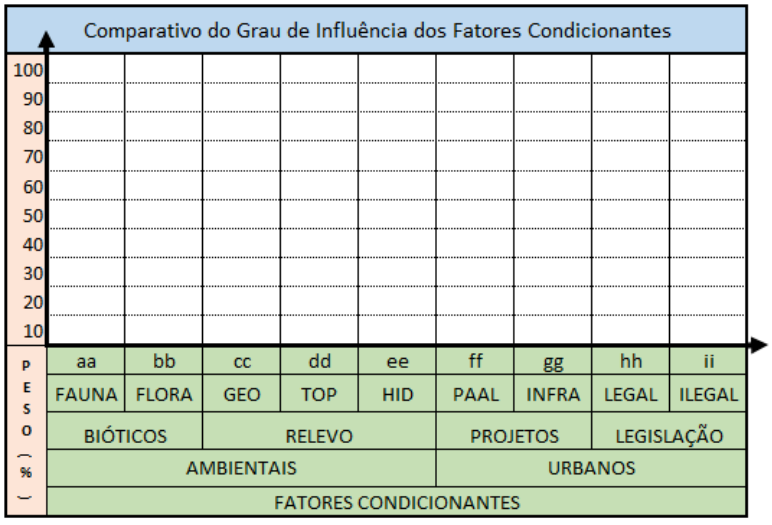


Gráfico 2. – Gráfico de Barras Comparativo dos Fatores Condicionantes do PAOLU.

Gráfico Polar Direcional:

Num segundo exercício de comparação da parametrização, agora buscando desenvolver uma ideia de escala de valores que englobe todos os *Fatores Condicionantes* conceituados num só resultado, buscamos na representação de "Gráfico Polar Direcional", um processo comparativo que permita visualização de um vetor resultante, cuja intensidade e direção podem indicar o quanto os fatores Urbanos interferem nos fatores Ambientais e vice-versa, conforme o Gráfico 03 a seguir.

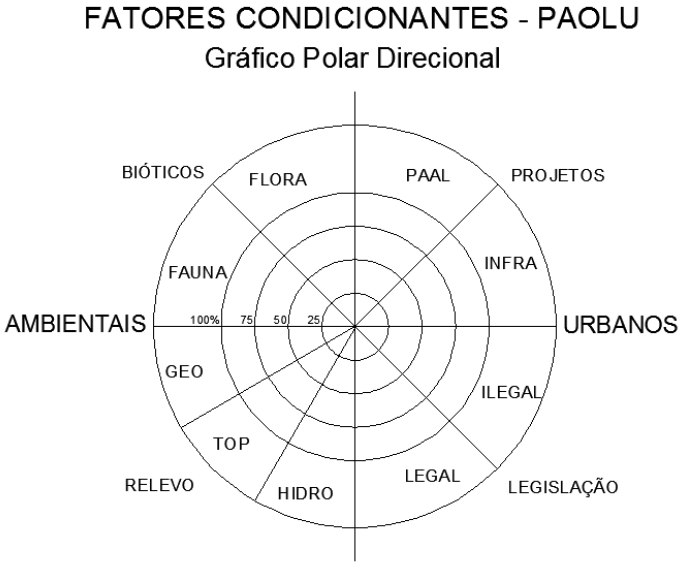


Gráfico 3. – Gráfico Polar Vetorial Comparativo dos Fatores Condicionantes do PAOLU

Metodologia e Ferramentas de Consulta

A pesquisa, obtenção e estudo de material técnico inerente (Base de Dados Geográficos e Documentação), foram realizados através de consultas e acessos a Portais Oficiais Certificados, publicados e disponibilizados na Internet (web), pelos diversos Órgãos e Entidades Públicas e Privadas, envolvidas e responsáveis por cada assunto específico, criando-se um conjunto de informações organizadas conforme indicado na Figura 10.

Base de Dados Geográficos e Informações

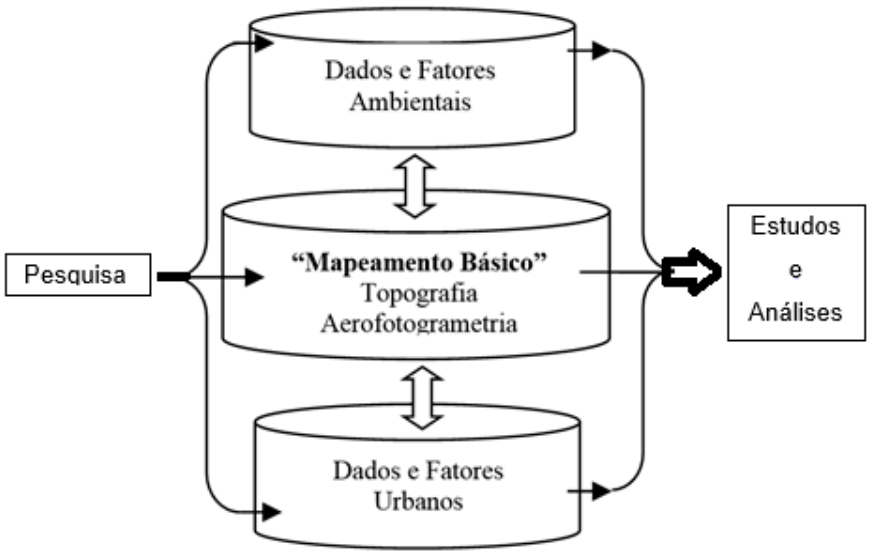


Figura 10. - Montagem da Base de Dados e Informações.

Observa-se que a pesquisa foi desenvolvida baseada principalmente na nossa experiência profissional em obtenção de informações, e por leitura e acompanhamento de Livros, Revistas, Periódicos e Portais que divulgam os diversos assuntos técnicos e novidades nas áreas Ambientais, Urbanas, da Informação e de Tecnologia.

Destaca-se a importância de sempre verificar e assegurar a confiabilidade e integridade das fontes utilizadas, cuja representação legal e formal seja regida por legislação própria.

Obtenção de Dados e Documentação

Com a navegação na rede da internet utilizando-se ferramentas de hipermídias, desenvolveu-se uma linha de trabalho com procedimentos de obtenção de dados e informações, que já a algum tempo vem sendo utilizado profissionalmente, substituindo antigos procedimentos de busca e pesquisa física, que passavam por visitas formais em expediente aos locais determinados e disponibilizados para o público em geral. Esta substituição vem ocorrendo em grande intensidade e volume pelo acesso via portais na rede web, desburocratizando, agilizando e democratizando a informação e obtenção de dados, tornando-os muito mais abrangentes e sofisticados.

Neste sentido desenvolveu-se a base desta dissertação, consolidando esse canal de informações e serviços, que revolucionou e vem cada vez mais revolucionando ações de estudos, pesquisa, serviços acadêmicos e até mesmo trabalhos e projetos profissionais, bem como demais necessidades e procedimentos do dia-a-dia da sociedade como um todo e até mesmo no lazer.

Estruturação do Projeto de Estudo

A Estruturação do Projeto de Estudo conforme representado na Figura 11, foi planejada configurando-se a utilização de Tecnologias Digitais (Sistemas CAD / SIG), nas quais foram inseridos os dados e informações obtidas (Portais Web), propiciando estudos, análises e definições, que em conjunto com o conteúdo teórico adquirido no Mestrado de Engenharia Urbana e Ambiental cursado na Puc-rio, e também embasamento em bibliografias específicas e complementares, propiciou o alcance dos objetivos propostos.

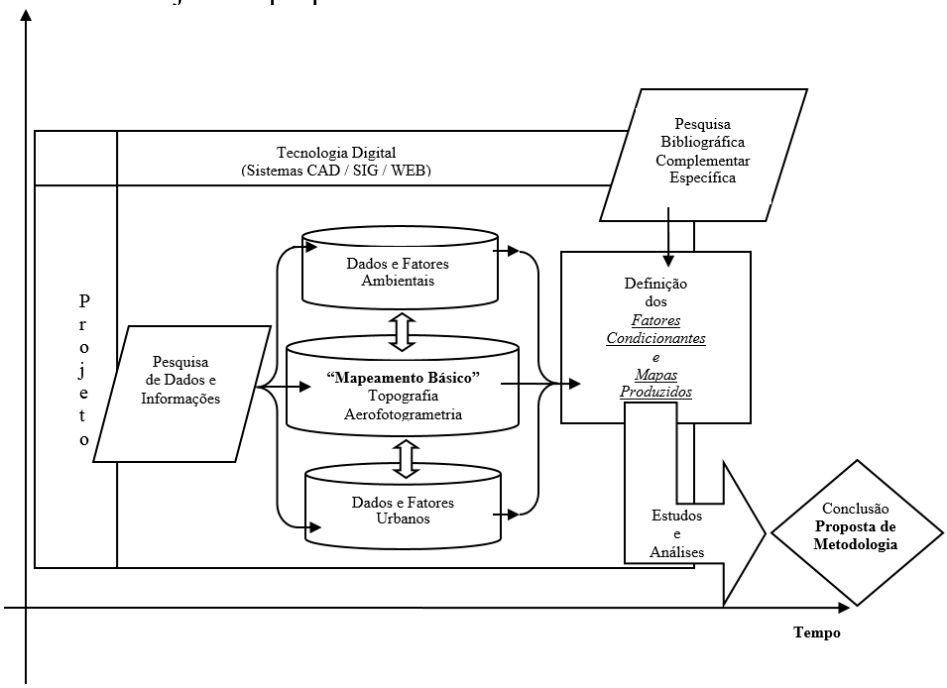


Figura 11. - Organograma / Fluxograma do Estudo.

CONCLUSÕES E SUGESTÕES

A pesquisa e análise dos *fatores condicionantes* que definem o ***Alinhamento das Lagoas Urbanas***, de modo a preservar as melhores condições ambientais, utilizando Tecnologia Digital (CAD/SIG/BDG/WEB), mostraram o grau de complexidade envolvido, conforme o que segue:

1) Quantidade e Diversificação de disciplinas envolvidas (assunto multidisciplinar);

2) Utilização de Tecnologias Digitais (CAD/SIG/BDG/WEB);

3) Utilização de Mapeamento Sistemático Municipal Multidisciplinar;

4) Acesso a Banco de Dados Informatizados complexos e abrangentes;

5) Características distintas e próprias da região em estudo; e

6) Ações Antrópicas intensas e inevitáveis pelas ocupações já existentes.

Assim considerando, concluímos a necessária busca por uma estruturação organizada e gradualmente incrementada para a metodologia de estudo, dando uma condição evolutiva das ações envolvidas, conforme Tabela 2 abaixo.

Tabela 2. – Evolução das Ações da Metodologia.

EVOLUÇÃO DAS AÇÕES DA METODOLOGIA	
AÇÃO	**CARACTERIZAÇÃO**
ALINHAMENTO DAS LAGOAS URBANAS	OBJETO DE ESTUDO
MONTAGEM DE BANCO DE DADOS E ACESSO A INFORMAÇÃO	QUANTIDADE
PESQUISAS E ANÁLISES	QUALIDADE
CONCEITOS E CORRELAÇÕES / CONCLUSÕES	INTELIGÊNCIA
TOMADA DE DECISÕES / PROJETOS E OBRAS	GERÊNCIA E AÇÕES

Concluímos também, que a utilização das *Tecnologias Digitais* (CAD/SIG/WEB) se apresenta como uma realidade necessária, prática, eficaz e produtiva, já consolidada no meio técnico, e na maioria dos órgãos, entidades, empresas públicas e privadas, e nos grandes municípios. Apresentando-se como ferramentas padrão, deveriam ser também adotadas pelos demais municípios brasileiros, como um todo.

Entendemos que este estudo alcançou seus objetivos, experimentando uma linha de pesquisa e desenvolvimento, utilizando ferramentas modernas e atuais de obtenção e tratamento de dados e informações, de modo a determinar uma relação de escala de valores, capaz de sinalizar e mensurar os *Fatores Condicionantes* conceituados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Blaschke, Thomas / Kux Hermann. Livro: Sensoriamento Remoto e SIG Avançados – Novos sistemas Sensores – Métodos Inovadores – Versão Brasileira atualizada e Organizada por. – Título Original: Fernerkundung und GIS – 2007 - Editora Oficina de Textos.

COMASTRI, José Anibal / TULER, José Claudio. Livro: TOPOGRAFIA – Altimetria – 3ª Edição – 2010 – Editora UFV.

FONSECA, Estefan Monteiro da / NETO, José Antonio Batista. Estudo: "Caracterização da Lagoa Rodrigo de Freitas – Aspectos Ambientais" – Levantamento da Linha de Base da Lagoa Rodrigo de Freitas – Okeanos e EBX – Disponível no Portal da Lagoa Limpa - 2014.

GEOCIÊNCIAS, Diretoria - IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Manual Técnico de Geomorfologia – 2ª Edição – Rio de Janeiro – 2009.

Kjerfve, Björn. Livro: Coastal Lagoon Processes – Editora Elsevier Science B. V. – 1994.
Martinelli, Marcelo. Livro: Mapas, Gráficos e Redes – Editora Oficina de Textos - 2014.
Miranda, E. E. De; (Coord.). Brasil em Relevo. Campinas: Embrapa Monitoramento por Satélite, 2005. Disponível em: <http://www.relevobr.cnpm.embrapa.br>. Acesso em: 13 set. 2014.
Orlando, Marcos Tamoio César Seroa da Mota E Soares Neto, Feliciano Leão Pedro Teixeira - IPHAN – Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional. Decreto n.º 130, de 10/08/75 – Aprova o Projeto de Alinhamento 9.548, que Delimita o Espelho D'Água da Lagoa Rodrigo de Freitas - Publicado no "Diário Oficial" do Estado do Rio de Janeiro.
Pinto, Nelson L. de Sousa / Holtz, Antonio Carlos Tatit / Martins, José Augusto, Gomide, Francisco Luiz Sibut. Livro: Hidrologia Básica – 2011 - Editora Edgard Blucher
Pinheiro, Eliane Canedo de Freitas / Pinheiro, Augusto Ivan de Freitas / Rabha, Nina Maria de Carvalho Elias / Correa, Marcos Sá. Livro: Lagoa - Lagoa Rodrigo de Freitas – 2009 – Editora Andrea Jakobsson.
Ponsoni, Flávio Jorge / Shimabukuro, Yosio Edemir. Livro: Sensoriamento Remoto no Estudo da Vegetação – São José dos Campos, SP – 2007 - Editora Parêntese.
Villaça, Flávio. Livro: Espaço Intra-Urbano no Brasil – Editora Studio Nobel – Publicado em 2001 e Reimpresso em 2007.

IAHR AIIH
XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

COMPARACIÓN DE MÉTODOS PARA OBTENER EVENTOS DE DISEÑO EN LAS REGIONES HIDROLÓGICAS 24 Y 25 DE LA REPÚBLICA MEXICANA

Andrés Olaf Santana Soto, Ramón Domínguez Mora, Eliseo Carrizosa Elizondo y Mario Ponce Soria

Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
asantanas@iingen.unam.mx, rdominguezm@iigen.unam.mx, ecarrizosae@iingen.unam.mx, mponces@iingen.unam.mx

RESUMEN:

Debido a la falta de información hidrométrica y climatológica, así como, la calidad de la misma, surgió el concepto de regionalización. Consiste en el manejo estadístico del conjunto de datos de una región, con la finalidad de obtener eventos de diseño con la menor incertidumbre posible. En 2014, (Domínguez, y otros, 2014) propusieron modelos no lineales para estimar gastos medios diarios en función de las características fisiográficas y climatológicas de las cuencas que pertenecen a una misma región. En 2017, (Domínguez Mora R., y otros, 2017) actualizaron el estudio de regionalización de gastos y precipitaciones en México. Por otro lado, (Domínguez, y otros, 2008) propusieron un modelo de parámetros distribuidos para el pronóstico de escurrimiento. Este trabajo compara los resultados obtenidos para tres estaciones medidas en las regiones hidrológicas 24 y 25 de la República Mexicana aplicando los métodos y técnicas descritos en las publicaciones mencionadas.

ABSTRACT:

Due to the lack of hydrometric and climatological information, as well as the quality of it, the concept of regionalization emerged. It consists in the statistical management of the data set of a region, in order to obtain design events with the least possible uncertainty. In 2014, (Domínguez, and others, 2014) proposed non-linear models to estimate average daily runoffs according to the physiographic and climatological characteristics of the basins belonging to the same region. In 2017, (Domínguez, and others, 2017) updated the study of regionalization of runoffs and rainfall in Mexico. On the other hand, (Domínguez Mora R., and others, 2008) proposed a distributed parameter model for the runoff forecast. This work compares the results obtained for three stations measured in hydrological regions 24 and 25 of the Mexican Republic applying the methods and techniques described in the mentioned publications.

PALABRAS CLAVES: Eventos de diseño, Regionalización, Modelos distribuidos.

INTRODUCCIÓN

En México, la información climatológica es mayor que la hidrométrica. Debido a la falta de información disponible y a la calidad de la misma, se utiliza el concepto de regionalización para agrupar la información de sitios que cuenten con un comportamiento hidrológico y estadístico similar, e inferir información para un punto donde no se tengan los suficientes registros. En 2014, (Domínguez Mora R., y otros, 2014) propusieron modelos no lineales con los que buscan obtener gastos medios diarios en función de las características fisiográficas y climatológicas de las cuencas que pertenecen a una misma región. En 2017, (Domínguez Mora R., y otros, 2017) actualizaron los estudios de regionalización tanto de gastos como de precipitaciones, tomando en cuenta las estaciones que cuentan con información suficiente y que no estuviesen reguladas aguas arriba por obras hidráulicas en cada región hidrológica del país para el caso de gastos. En el caso de lluvias, el estudio de regionalización se hizo tomando en cuenta la división política de los estados de la República Mexicana.

Con estos estudios de regionalización es posible obtener eventos de diseño estimados para gastos en cualquier cuenca no aforada, así como, precipitaciones de diseño para distintos periodos de retorno a partir de un factor regional que se obtiene con la aplicación de la técnica de estaciones-año.

En el trabajo de regionalización de gastos, se hizo un análisis de las estaciones pertenecientes a las regiones 24 y 25 ubicadas al norte del país, delimitando 2 regiones homogéneas que se dividieron en cuencas con áreas mayores a los 3000 km2, grupo 1, y menores a 3000 km2, grupo 2. Se determinó que el modelo que mejor se ajusta al grupo dos es aquel que toma en cuenta el volumen de precipitación, el tiempo de concentración y el número de curva de las cuencas.

Este modelo considera que las características de la cuenca son uniformes a lo largo de toda el área drenada. Sin embargo, la lluvia, el uso de suelo y la edafología, no se distribuyen espacialmente de forma homogénea.

Por lo anterior este trabajo tiene como objetivo comparar los resultados obtenidos para tres estaciones del grupo 2 con el modelo propuesto a partir de la regionalización, el ajuste de una función de distribución en el sitio medido, el ajuste de una función de distribución regional y un modelo de parámetros distribuidos, lluvia-escurrimiento, que considere la distribución espacial de la lluvia, del uso de suelo y de la edafología de la cuenca.

Debido a que cada uno de los sitios esta medido por una estación hidrométrica se propuso aplicar los métodos y técnicas suponiendo cada sitio como: sitio con información suficiente (más de 30 años de registro), sitio con escasa información (información del sitio más la información de la región), sitio con nula información (se supuso un sitio no aforado y se obtuvo el evento de diseño aplicando un modelo no lineal de parámetros concentrados y un modelo lluvia escurrimiento de parámetros distribuidos).

METODOLOGIA

Se obtuvieron las características fisiográficas de las cuencas San Fernando, Jiménez y Tepehuaje, pertenecientes al grupo dos de las regiones 24 y 25, las cuales tienen un área mayor a 3000 km2, sus datos de precipitación medidos, así como, las características del uso de suelo y edafología de cada una.

Considerando que cada cuenca cuenta con una estación hidrométrica con más de 30 años de registro. Se analizó la información hidrométrica de cada una de las estaciones de las cuencas mencionadas, para hacer el ajuste de la funciones de distribución de probabilidad Gumbel y Doble Gumbel, se escogió la función de mejor ajuste y a partir de esta se extrapoló un gasto medio diario para un periodo de retorno de 10 años.

Debido a que cada estación se encuentra en una misma región homogénea, se obtuvo el evento estimado para un periodo de retorno de 10 años de forma regional, es decir, tomando en cuenta la información de la hidrométrica más la información de la región. Con la media medida de cada estación y el factor regional obtenido con el mejor ajuste de una función de distribución se obtuvo el evento de diseño para un periodo de retorno de 10 años en cada sitio.

Suponiendo que los sitios no contaran con información hidrométrica (con nula información), con las características fisiográficas y climatológicas de cada cuenca se estimó un gasto para el mismo periodo de retorno (Tr), a partir de la ecuación regional propuesta y su factor regional.

Por otra parte, suponiendo la misma condición de nula información hidrométrica, se obtuvieron los hietogramas de diseño para un tren de lluvias estadísticas de 8 días, para un periodo de retorno de 10 años, tomando en cuenta el estudio de regionalización de precipitaciones y un factor de reducción de área para la región en estudio.(Dominguez,2015). Con las lluvias de diseño, se utilizó el modelo distribuido MPE, el cual considera los números de curva, los tiempos de viaje y la distribución de la lluvia estimada para un tamaño de celda de 100 x 100m.

Una vez obtenidos el número de curva de cada área del mallado y las lluvias estadísticas de diseño, por medio del software MPE, se calculó un hidrograma de salida para cada cuenca, el cual se comparó con los resultados obtenidos por la ecuación regional y con la información hidrométrica de cada estación analizada individual y regionalmente.

El modelo MPE se calibró con los datos medidos de un hidrograma y la tormenta correspondiente a dicho hidrograma.

DESARROLLO

Se consideró que los sitios en estudio tienen información suficiente para poder hacer un ajuste de una función de distribución de probabilidad. Para los tres casos, la función que mejor se ajusto fue la Doble Gumbel, a partir del ajuste se extrapoló el evento estimado para un periodo de retorno de 10 años.

Considerando el sitio, como un sitio con escasa información, se obtuvo una función de distribución que se ajustara mejor a la región homogénea, la función que mejor se ajustó a la región homogénea fue la Doble Gumbel. Esta función se ajustó a un solo registro obtenido a partir de la aplicación de la técnica de estaciones año. A partir de la función de distribución se obtuvo un factor regional extrapolado a 10 años de periodo de retorno con el cual se puede estimar el evento de diseño al multiplicar el factor regional por la media de los gastos máximos anuales medidos de cada estación.

Las figuras 1, 2 y 3 muestran el ajuste de la función Doble Gumbel individual y regionalmente para las estaciones 25009, San Fernando, 24225, Jiménez, y 24301, Tepehuaje.

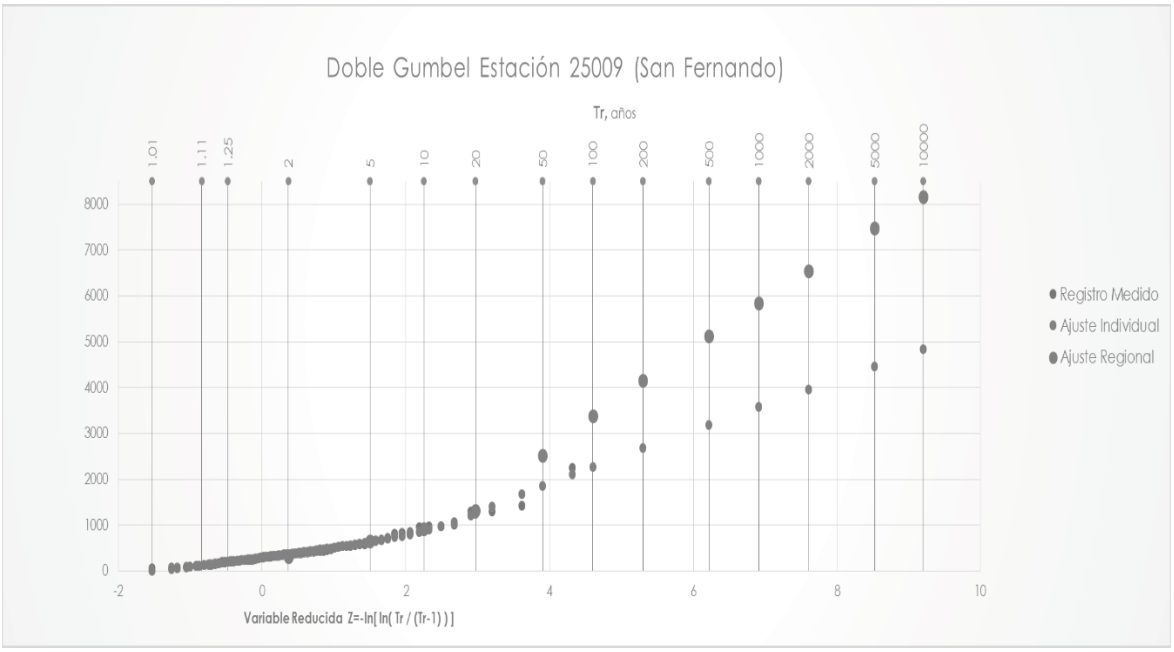


Figura 1.- Ajuste individual y regional de la estación 25009, San Fernando.

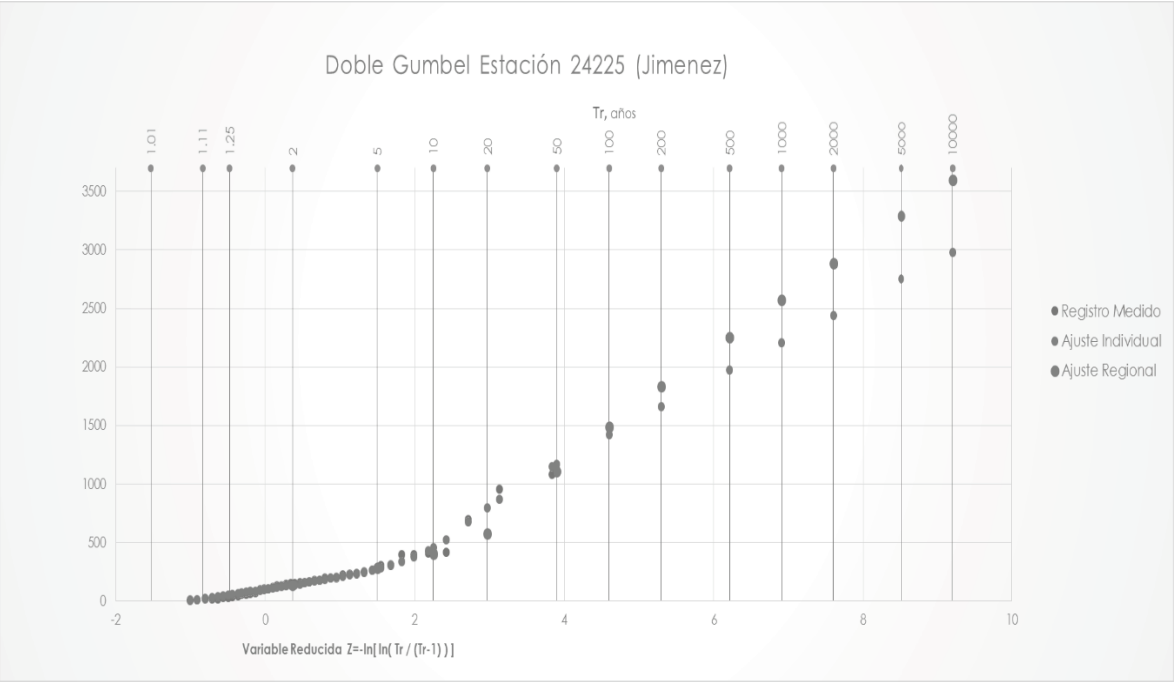


Figura 2.- ajuste individual y regional de la estación 24225, Jiménez.

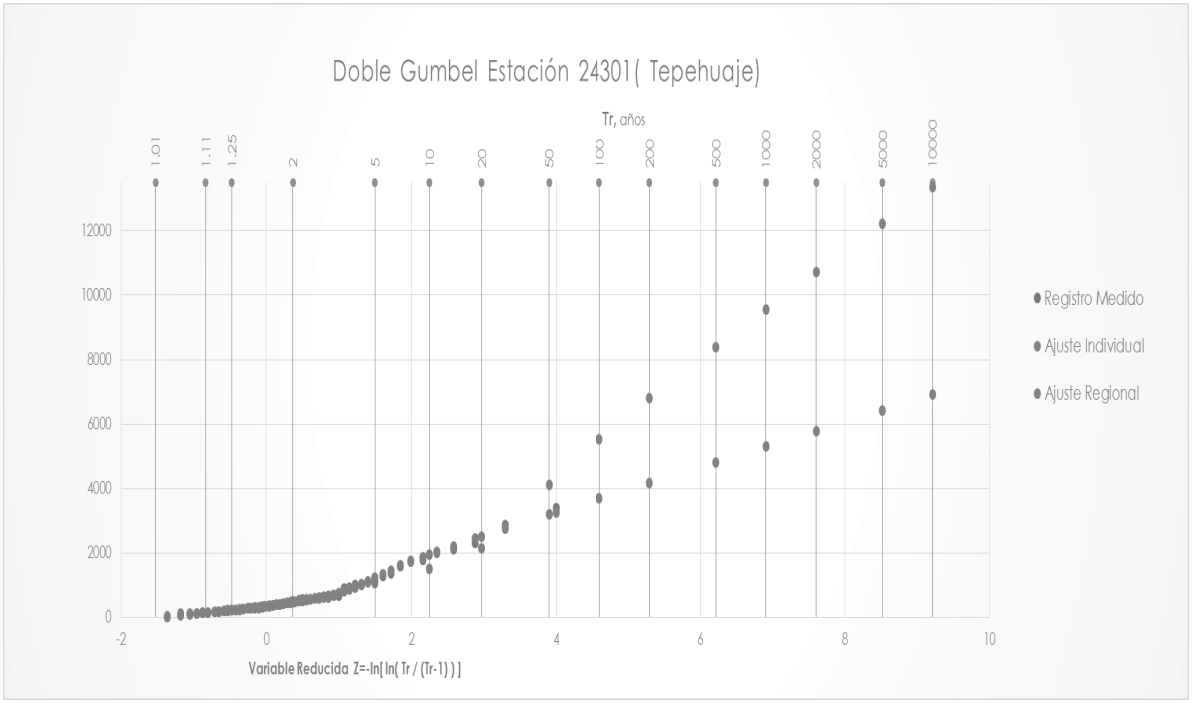


Figura 3.- Ajuste individual y regional de la estación 24301, Tepehuaje.

En la Tabla 1 se muestran las características fisiográficas y climatológicas obtenidas para las cuencas San Fernando, Jiménez y Tepehuaje, así como, la media obtenida de la serie de gastos máximos instantáneos para cada una de sus estaciones.

Tabla 1.- Características fisiográficas y media de los gastos máximos instantáneos de las cuencas San Fernando, Jiménez y Tepehuaje.

Estación	San Fernando	Jiménez	Tepehuaje
Área(km2)	14507.11	7433.76	3432.96
hp(mm)	90.23	44.61	95.54
Volumen, V, (millones m3)	1308.96	331.60	327.99
Smc(grados)	5.80	6.81	17.45
NC	75.70	76.07	73.65
tc(h)	83.41	49.96	25.72
Longitud(km)	417.66	286.10	191.20
Media QMI (m3/s)	457.18	201.35	747.23

Con las características fisiográficas, la ecuación regional del grupo 2 mostrada en la ecuación 1 y los factores regionales asociados a diferentes periodos de retorno mostrados en la tabla 2 se obtiene el gasto estimado para cada cuenca considerando que esta no tiene información; como ejemplo se muestra la aplicación del método para la cuenca San Fernando en las ecuaciones 2 y 3.

Tabla 2.- Factores regionales del grupo 2 CV grandes.

Tr (años)	2	5	10	20	50	100	200	500	1000	2000	5000	10000
Factor	0.69	1.43	2.02	2.88	5.50	7.41	9.10	11.20	12.80	14.30	16.36	17.87

$$Mqmi = 0.000003897 * V^{2.5355} * tc^{-3.2860} * NC^{3.4582} \quad [1]$$

$$Mqmi = [0.000003897 * 1309.0^{2.5355} * 75.7^{3.4582}] = \mathbf{477.63} \quad [2]$$

$$Mqmi_{Tr=10} = 477.63 \ * 2.02 \ = \mathbf{964.8177} \quad [3]$$

Para la aplicación del modelo lluvia-escurrimiento MPE es necesario crear una malla en cada cuenca para que a cada celda formada de la malla se le asigne un valor de numero de curva tomando en cuenta el grupo hidrológico y la edafología del lugar. Las figura 4, muestra como ejemplo la malla formada para la cuenca Tepehuaje.

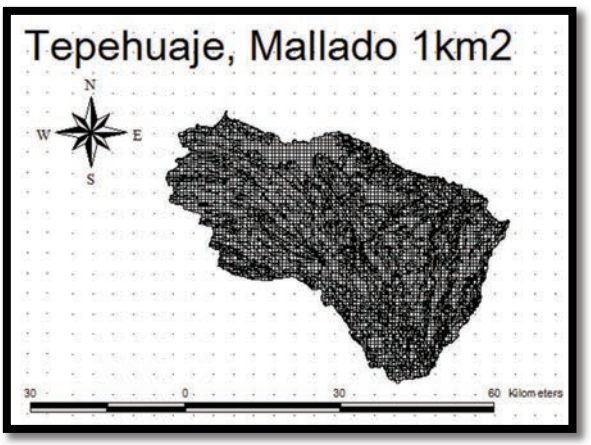


Figura 4.- Malla de 1000m * 1000m para la cuenca Tepehuaje.

Se calibró el modelo MPE para cada cuenca a partir de las lluvias históricas medidas en estaciones climatológicas dentro de la cuenca y los escurrimientos medidos en cada estación hidrométrica, se escogieron tormentas representativas, en el caso de la cuenca San Fernando se calibró con la tormenta correspondiente al huracán Alex en el año 2010, para la cuenca Jiménez con la tormenta correspondiente al huracán Rachel del año 1990 y para la Tepehuaje con la tormenta correspondiente al huracán Beulah en el año 1967.

En el caso de las tres cuencas se cambiaron los parámetros del modelo de forma tal, que el volumen calculado y el medido fuese similar.

Las figuras 5,6 y 7 muestran la calibración del modelo para las tres cuencas en estudio.

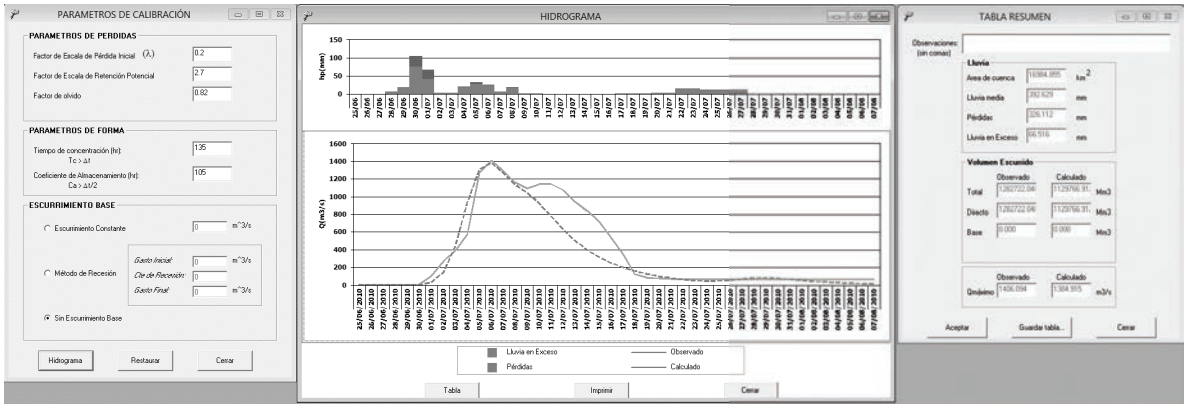


Figura 5.- Calibración del modelo para la cuenca San Fernando

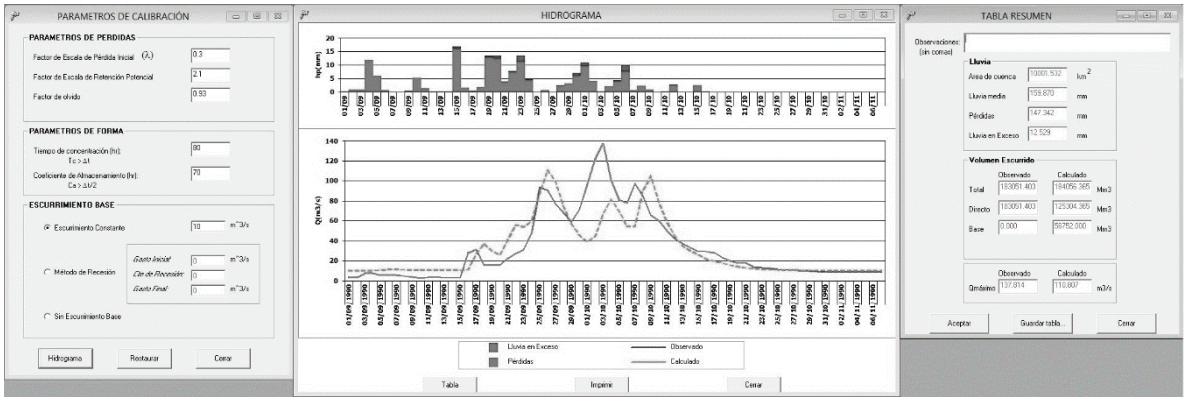


Figura 6.- Calibración del modelo para la cuenca Jiménez

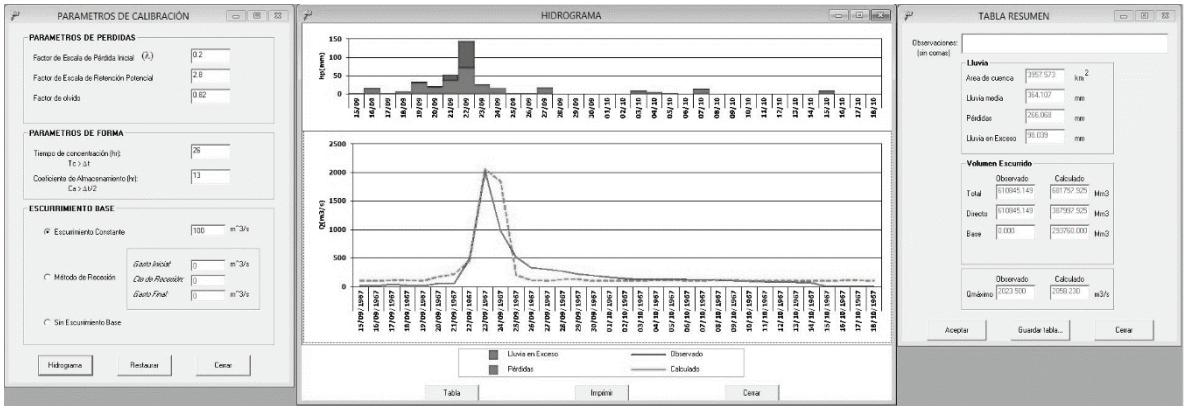


Figura 7.- Calibración del modelo para la cuenca Tepehuaje

Tomando en cuenta el estudio de regionalización de lluvias actualizado en el año 2017, (Domínguez Mora R., y otros, 2017), se obtuvieron los hietogramas de diseño de cada una de las estaciones dentro de cada cuenca, para lluvias con un periodo de retorno de 10 años, y un tren de lluvias de 8 días con un Δt=8 horas, estas lluvias estadísticas están afectadas por un factor de reducción por área. El factor es de 0.85 para la cuenca San Fernando, 0.86 para el caso de Jiménez y de 0.76 para la cuenca Tepehuaje.

La figura 8 muestra como ejemplo el hietograma de diseño de la estación 19002 ubicada dentro de la cuenca Tepehuaje en el estado de Nuevo León.

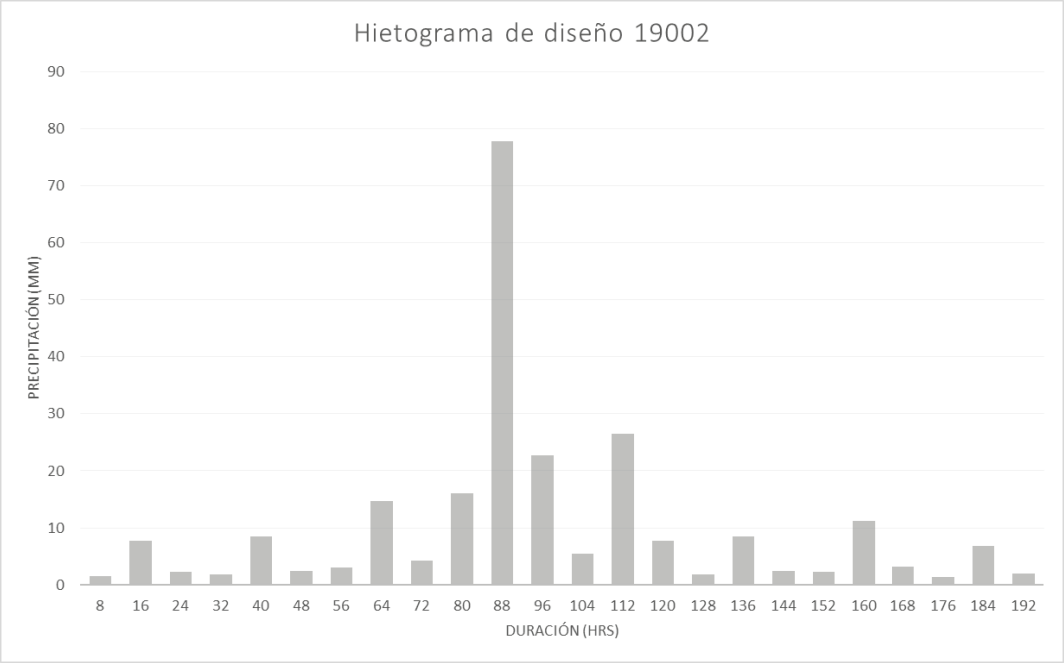


Figura 8.- Hietograma de diseño de la estación 19002, cuenca Tepehuaje.

Una vez obtenidos los hietogramas de todas las estaciones dentro de la cuenca, así como, los factores de calibración del modelo, se alimentan al modelo distribuido lluvia-escurrimiento, para así, obtener una avenida de diseño y poder comparar el gasto obtenido con los resultados obtenidos mediante la regionalización de las estaciones hidrométricas para un periodo de retorno de 10 años.

Promediando el valor antes, durante y después del pico cada uno correspondiente a un Δt de 8 horas se obtuvo el gasto medio diario máximo de cada cuenca.

Las figuras 9, 10 y 11 muestran la avenida de diseño obtenida a partir del modelo MPE para las cuencas Sam Fernando, Jiménez y Tepehuaje.

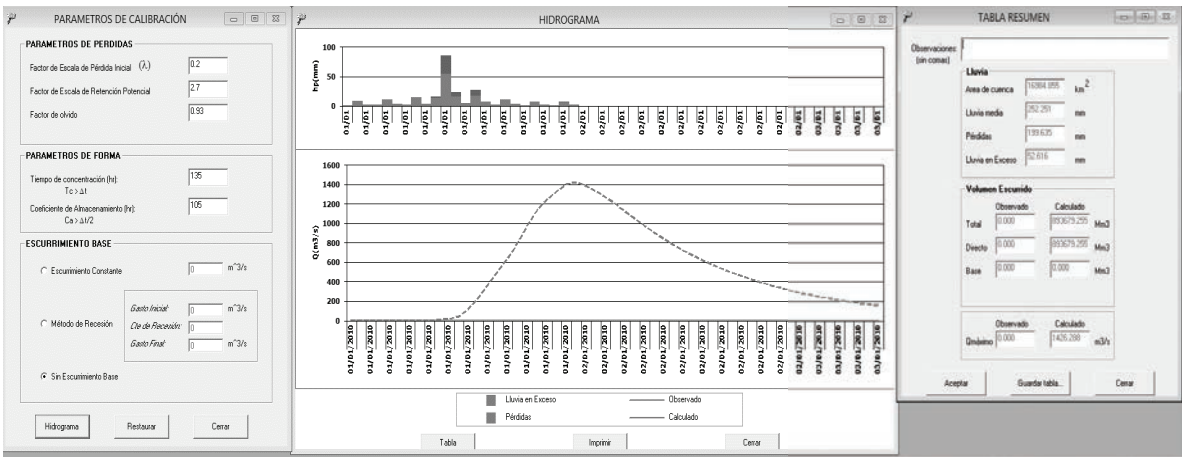


Figura 9.- Hidrograma de diseño para la cuenca San Fernando obtenida con el modelo MPE

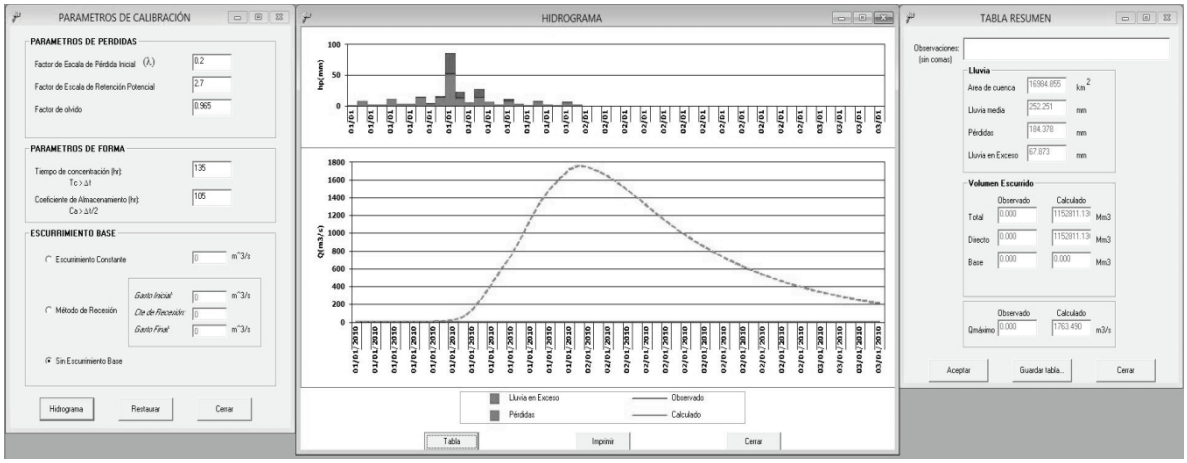


Figura 10.- Hidrograma de diseño para la cuenca Jiménez obtenida con el modelo MPE

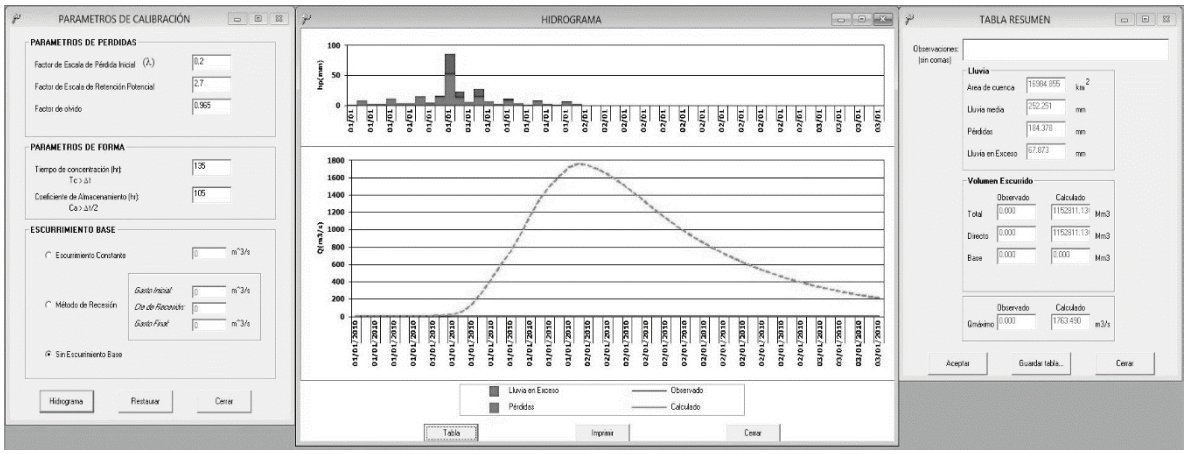


Figura 11.- Hidrograma de diseño para la cuenca Tepehuaje obtenida con el modelo MPE

RESULTADOS

Se obtuvieron los eventos estimados para 10 años de periodo de retorno considerando 3 condiciones diferentes, con suficiente información, con escasa información y con nula información. Para el caso de los sitios considerados con nula información los eventos se obtuvieron a partir de un modelo no lineal de parámetros concentrados y por un modelo de parámetros distribuidos lluvia- escurrimiento. La tabla 3 muestra un resumen con los resultados obtenidos para las cuencas estudiadas.

Tabla 3.- Resumen de resultados obtenidos, eventos estimados para Tr= 10 años

=>?/9*4+	@48A72	BC4>),2) 123*>?74	D=>?/9*4+2> E0*8/?4043*9/	;2,*/)(;F	;G8*) 529./9*4+123*4+/0	()*+,*-*,./0	()123*4+/0	()5+.0/) *+6478/9*4+	();<=)
!"#$%	!"#"$%&'"	()	*+	,),-*+	.*/-,0	10)+-1)	1(/0-)1	1*()-//	1*(2-+2
!"!!&	34567"8	).	1*	*/1-+(	2/-(/	)(.-+,	)/.-,)	1.*-.* +/(-,)	
!&$$'	9&7:;"<7&7=>	,,	+1	)(,-12	),,-)1	2,0-,*	0*+-(1	0.)-+.	1)/.-(.

CONCLUSIONES

Se observa que para los tres casos los eventos obtenidos con el ajuste regional e individual son parecidos entre sí, esto se debe a que los tres sitios cuentan con registros amplios y que el periodo de retorno es de 10 años, sin embargo, en las figuras 1, 2 y 3 podemos apreciar que para periodos de retorno grandes, se estaría subdimensionando si se decidiera tomar el evento extrapolado del ajuste individual en lugar de tomar el evento obtenido regionalmente.

Para los casos donde se considera que las cuencas cuentan con nula información, se notó una disparidad entre los resultados obtenidos; para el caso de la cuenca Tepehuaje se notan resultados muy parecidos entre sí, esta cuenca es la que cuenta con el área más pequeña y con un buen número de estaciones climatológicas dentro de la misma.

Para el caso de la cuenca Jiménez se observa que utilizando la ecuación regional, el gasto medio diario obtenido es de magnitudes menores a las esperadas, por tanto, al extrapolarlo a un periodo de retorno de 10 años se observa un evento que está por debajo de los obtenidos individual y regionalmente, esto considerando una distribución de parámetros concentrados. Al considerar un modelo de parámetros distribuidos podemos observar que el gasto aumenta, acercándose un poco más a lo estimado regional e individualmente, sin embargo, el valor del gasto estimado aún está por debajo de lo esperado. Esto puede deberse a que la cuenca cuenta con un área bastante grande y muy poca información climatológica dentro de la misma, contando con únicamente 12 estaciones climatológicas.

Los eventos estimados para la cuenca San Fernando considerando ésta con nula información, son muy distantes entre sí, siendo el de parámetros concentrados aquel que más parecido tiene con los ajustes propuestos. El evento obtenido a partir del modelo lluvia escurrimiento pareciera que está sobredimensionado para un periodo de retorno pequeño como es el de 10 años, esto se puede deber a que solo se calibró con una tormenta la cual corresponde a un evento extraordinario que no corresponde a un periodo de retorno similar.

Se recomienda ocupar ambas herramientas propuestas y comparar los resultados para el caso donde no se cuente con información disponible, de esta forma se podrá tomar una mejor decisión al momento determinar un evento de diseño para cualquier periodo de retorno. Se recomienda calibrar el modelo MPE con más de una tormenta para obtener parámetros que describan mejor la respuesta de la cuenca, ya que, las condiciones de cada tormenta pueden ser muy diferentes entre sí. Se recomienda utilizar las ecuaciones regionales propuestas solo para obtener una primera idea de la magnitud de un evento para después rectificar el evento estimado con un modelo de parámetros distribuidos como el MPE.

REFERENCIAS

Domínguez, Arganis, Carrizosa, Hincapié, Esquivel, Herrera., (2017*).* "Estudio para regionalizar los gastos generados por avenidas máximas, como base para la elaboración de mapas de peligro por inundaciones fluviales en todas las cuencas de la república mexicana: regionalización de gastos". Instituto de Ingeniería UNAM. México.

Domínguez, Carrizosa, Fuentes, Arganis, Osnaya, Galván., (2015). "Análisis Regional para la estimación de precipitaciones de diseño en la república mexicana". Instituto de Ingeniería UNAM. México.

Domínguez, Esquivel, Méndez, Mendoza, Arganis, Carrizosa, (2008*).* "Manual del modelo para el pronóstico de escurrimiento". Instituto de Ingeniería UNAM. México.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

REGIONALIZACIÓN DE PRECIPITACIONES PARA OBTENER LLUVIAS DE DISEÑO EN EL ESTADO DE VERACRUZ

Mario Ponce Soria, Ramón Domínguez Mora, Eliseo Carrizosa Elizondo y Andrés Olaf Santana Soto

Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
mponces@iingen.unam.mx, rdominguezm@iingen.unam.mx, ecarrizosae@iingen.unam.mx, asantanas@iingen.unam.mx

RESUMEN:

El objetivo final de este artículo es presentar los resultados de un análisis regional de las precipitaciones máximas anuales en 24 horas para el estado de Veracruz, México para determinar lluvias de diseño para cualquier sitio dentro del estado. Se usaron 178 estaciones climatológicas distribuidas en todo el estado, las cuales fueron agrupadas en seis regiones homogéneas. La agrupación se hizo analizando los estadísticos muestrales y la conformación topográfica alrededor de ellas.

La técnica de regionalización que se empleo fue Estaciones-año, ya que no requiere de muestras de igual longitud. El procedimiento utiliza muestras normalizadas, es decir, se requiere dividir cada registro entre su media.

Al final la precipitación media del sitio es multiplicada por el factor asociado a cualquier periodo de retorno, el resultado es la lluvia de diseño de ese periodo de retorno.

ABSTRACT:

The final objective of this article is to present the results of a regional analysis of the maximum annual rainfall in 24 hours for the state of Veracruz, Mexico to determine design rains for any site within the state. 178 weather stations distributed throughout the state were used, which were grouped into six homogeneous regions. The grouping was made by analyzing the sample statistics and topography between it.

The regionalization technique that was used was Stations-year, because of it does not require samples of equal length. The process uses standardized samples, that it is, divide each record between its average.

At the end, the average rainfall of the site is multiplied by the factor associated with any return period, the result is design rainfall of that return period is obtained.

PALABRAS CLAVES: Regionalización, regiones homogéneas, lluvia de diseño, periodo de retorno.

INTRODUCCIÓN

México es vulnerable a ser impactado por una gran cantidad de fenómenos naturales debido a su ubicación geográfica. La existencia de fenómenos naturales en México afecta principalmente a la población, lamentablemente en promedio 140 personas mueren anualmente en inundaciones (Salas y Jiménez, 2004), también hay perdidas económicas relacionadas con los daños a la infraestructura, todas estas consecuencias se originan principalmente en los malos y deficientes diseños de obras civiles. Una de las causas de los malos diseños de las obras civiles es por la escasa o nula información climatológica. La opción más fácil y recurrente de evitar las consecuencias de las avenidas extraordinarias, es usar coeficientes de seguridad. Sin embargo, las obras civiles son muy costosas. Es por ello que se elige el uso de la regionalización para hacer de la información disponible eficaz al tratar de interpretar el registro pasado de eventos hidrológicos, en términos de probabilidades de ocurrencias futuras (Bernard Bobée y Fahim Ashkar, 1991).

En este trabajo se realizó un proceso de regionalización para el estado de Veracruz, México, con el propósito de obtener precipitaciones de diseño para distintos periodos de retorno. El estado de Veracruz representa el 3.66% del territorio nacional con 71 826 km^2 y se caracteriza por la existencia común de diversos fenómenos meteorológicos.

La mayoría del territorio está conformado por la Sierra Madre Oriental, Llanura Costera del Golfo Norte, Eje Neovolcánico, Sierra madre del Sur, Llanura Costera del Golfo Sur, Sierra de Chiapas y Guatemala y por la Cordillera Centroamericana.

Debido al crecimiento de la economía del estado Veracruz en los últimos años, se considera importante la construcción de la infraestructura hidráulica de buena calidad, siempre con la intención de proteger la calidad de vida. La economía de Veracruz ocupa el sexto lugar a nivel nacional, siendo sus sectores más relevantes la industria, energía, turismo, comercio y agronegocios. Veracruz cuenta con más de 700 kilómetros de costa, con tres puertos de altura (Veracruz, Tuxpan y Coatzacoalcos), que abren una gran puerta de México hacia el Atlántico, con un potencial inagotable de posibilidades para el comercio exterior. Por su diversidad climática, orografía, ubicación geográfica y potenciales probados en energía, Veracruz ofrece al inversionista una alta ventaja competitiva.

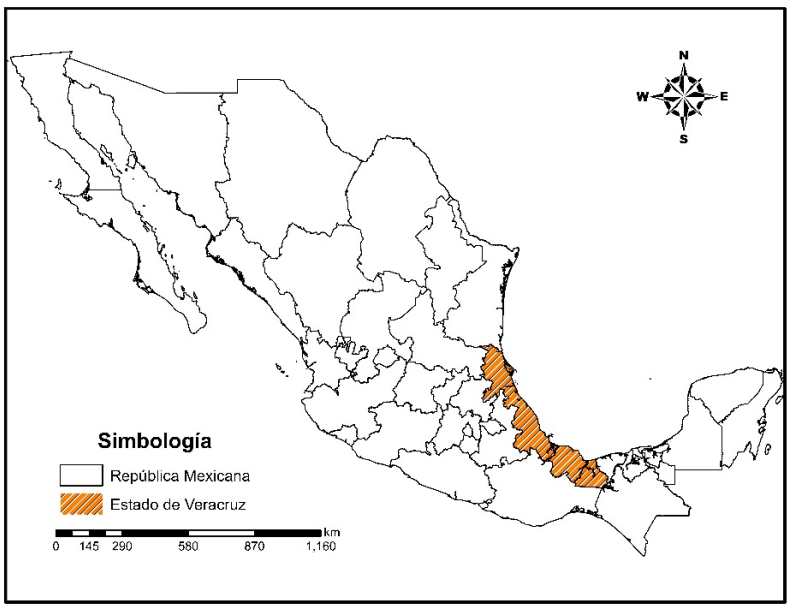


Figura 1.- Ubicación del estado de Veracruz, República Mexicana.

En el estado de Veracruz se encuentra 355 estaciones climatológicas distribuidas a lo largo de todo el estado, de las cuales solo 157 actualmente se encuentran operando, lo que representa un 56% del total.

METODOLOGÍA

Debido a la escasa información climatológica del estado, se hace el uso de la técnica de regionalización Estaciones-año. Se analizaron los registros de las estaciones climatológicas disponibles, al final solo se consideraron 178 estaciones para la regionalización, estas tienen como característica principal contar con al menos 20 años de registro, esto se hace con el propósito de tener información más confiable.

La regionalización tiene como objetivo principal transferir información entre estaciones, así que las estaciones tienen que tener un comportamiento similar para que la región pueda ser considerada como homogénea. Para la conformación de las regiones homogéneas, a las precipitaciones diarias máximas anuales de cada una de las estaciones se les obtuvo sus estadísticos como: media, coeficiente de variación y máximo.

Con las regiones homogéneas es posible aplicar la técnica de regionalización Estaciones-año. La técnica considera el tratamiento de una sola muestra de datos, conformada por un registro normalizado de eventos, a la cual se le ajusta una distribución de probabilidades. Esta técnica regional a diferencia de otras no requiere que las muestras tengan una longitud de registro común, lo que hace que sea muy usada.

Para determinar el registro normalizado, se divide cada registro de las series de cada estación con su media correspondiente. Al igual que otros métodos de regionalización, el método supone que la distribución de frecuencias de las precipitaciones máximas anuales es idéntica en cada sitio una vez que los eventos máximos anuales han sido estandarizados por la división de una variable índice, generalmente la media de las precipitaciones máximas anuales (Buishand, 1991).

El registro estandarizado se ordena de mayor a mayor a menor, finalmente se hace el ajuste de las funciones de distribución y se escogen aquellas con menor error estándar de ajuste.

Las funciones Gumbel y doble Gumbel son las que menor error estándar de ajuste arrojaron. La función de distribución de probabilidad Gumbel se representa por la siguiente ecuación:

$$F(X) = e^{-e^{\alpha(x-\beta)}} \quad [1]$$

donde:
F(x) es la probabilidad de no excedencia, α es un parámetro de escala, es parámetro de forma, y x es la variable aleatoria.

La presencia de fenómenos extraordinarios como son ciclones o tormentas tropicales, hace que se presenten precipitaciones que se consideran como una segunda población.

La función de distribución doble Gumbel para dos poblaciones considera la existencia de dos grupos con características diferentes, los originados por eventos dominantes de la región y otro por eventos extraordinarios. La función de distribución de probabilidad doble Gumbel se representa por la siguiente ecuación:

$$F(X) = p\left(e^{-e^{-\alpha_1(x-\beta_1)}}\right) + (1-p)\left(e^{-e^{-\alpha_2(x-\beta_2)}}\right) \quad [2]$$

donde:

F(x) es la probabilidad de no excedencia, p es la probabilidad de tener eventos no ciclónicos, población 1, x es la variable aleatoria a la cual se le estima la probabilidad de no excedencia, α1 y α2 son parámetros de escala de las poblaciones 1 y 2, β1 y β2 son parámetros de ubicación de las poblaciones 1 y 2.

APLICACIÓN Y RESULTADOS

A las 178 estaciones climatológicas que se consideran como factibles para usar en el estudio, se les determinaron sus estadísticos ya mencionados. La figura 2 muestra una posible agrupación de una región homogénea, donde se observa que el comportamiento es muy similar, no hay mucha diferencia entre el menor y el mayor valor.

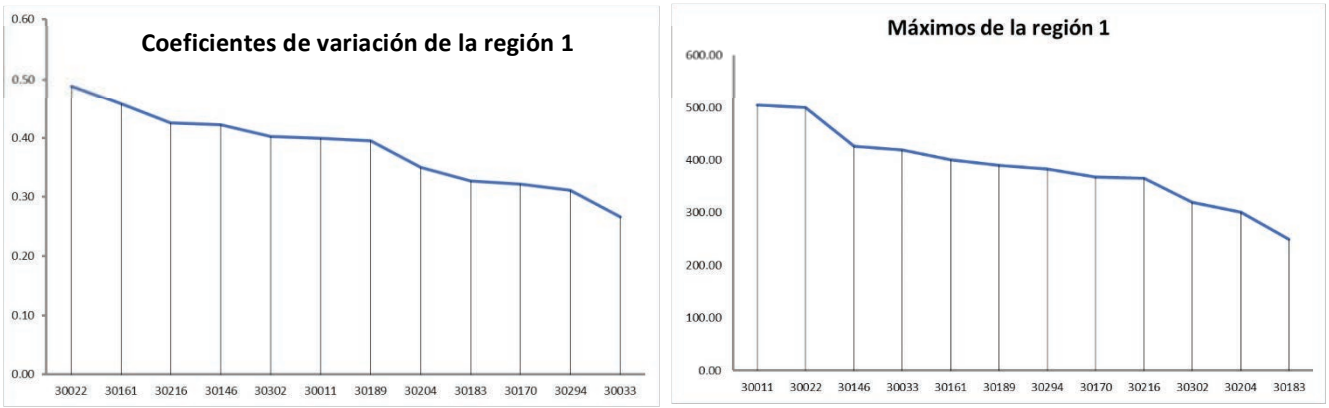


Figura 2.-Coeficientes de variación y máximos de la región 1.

Para reforzar la idea de la región homogénea, simultáneamente se analizó la topografía, considerando aspectos como: en las partes de mayor elevación hay más precipitación. La mayoría del estado se caracteriza por tener llanuras en la parte cerca del golfo de México y en la zona del oeste el relieve tienen altitudes mayores a comparación con otras regiones del estado, estas altitudes son consecuencia de estar cerca de las sierras, las diferencias de elevaciones hacen que los huracanes lleguen principalmente al norte del estado, lo que hace que en ciertos puntos haya eventos climatológicos extraordinarios, por lo tanto el estado no es homogéneo en toda su extensión.

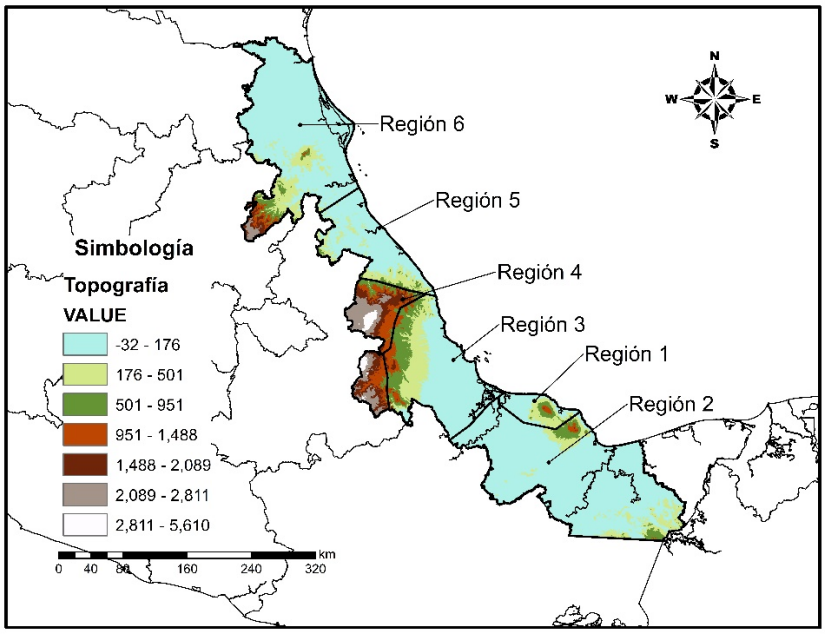


Figura 3.- Topografía del estado de Veracruz.

Finalmente se determinó que el estado se puede dividir en 6 regiones homogéneas. La figura 4 muestra las seis regiones homogéneas del estado.

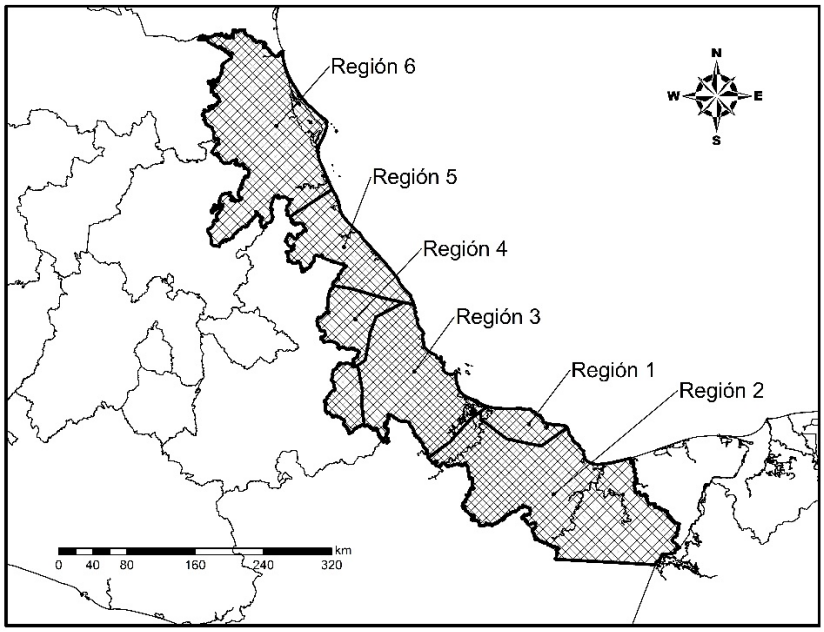


Figura 4.- Regiones homogéneas.

Para hacer uso de la técnica Estaciones-año, la muestra de precipitación máxima anual en 24 horas de cada estación se normaliza, dividiendo los registros entre su media, con esto se obtienen muestras muy amplias y confiables debido a que son parte de una región homogénea. A cada una de las muestras normalizadas se les ajustaron funciones de distribución. Como ya se había mencionado las de menor error de estándar ajuste fueron Gumbel y doble Gumbel. La figura 5 es la función Gumbel de la región 1.

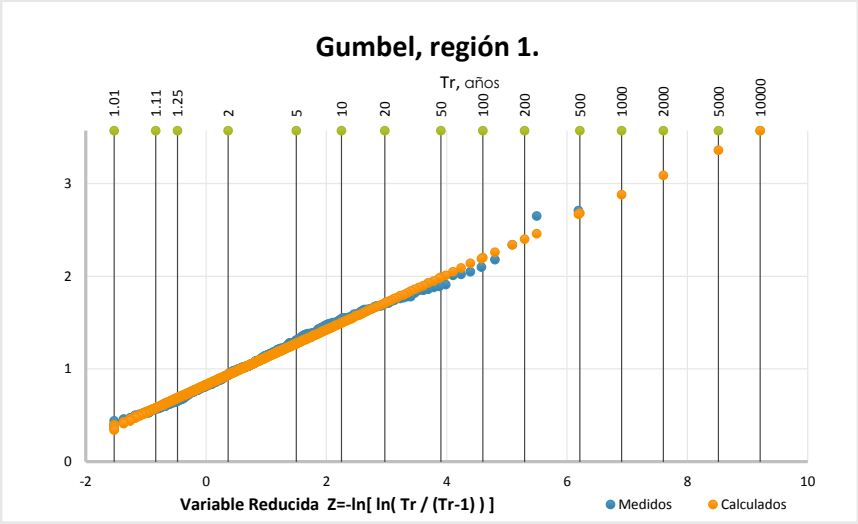


Figura 5.- Ajuste de la función de distribución Gumbel de la región 1.

La tabla 1 muestra las funciones que se eligieron para cada región.

Tabla 1.- Función para cada región.

Región	Gumbel	Doble Gumbel
1	X	
2		X
3	X	
4		X
5		X
6		X

Con la función de distribución definida para cada una de las seis regiones es posible determinar factores de diseño para diferentes periodos de retorno y estimar precipitaciones de diseño en cualquier lugar deseado del estado de Veracruz. La tabla 2 muestra los factores de diseño para diferentes periodos de retorno para todas las regiones del estado.

Tabla 2.- Factores de diseño para diferentes periodos de retorno.

Tr años	Región 1	Región 2	Región 3	Región 4	Región 5	Región 6
2	0.94	0.92	0.94	0.91	0.91	0.92
5	1.27	1.23	1.27	1.26	1.25	1.28
10	1.5	1.45	1.49	1.54	1.53	1.54
20	1.71	1.71	1.7	1.91	1.93	1.84
50	1.99	2.23	1.97	2.33	2.34	2.35
100	2.2	2.63	2.17	2.59	2.57	2.65
200	2.4	2.97	2.37	2.84	2.78	2.91
500	2.68	3.38	2.64	3.15	3.05	3.22
1000	2.88	3.68	2.84	3.38	3.25	3.45
2000	3.09	3.98	3.04	3.61	3.45	3.67
5000	3.36	4.36	3.31	3.92	3.71	3.97
10000	3.57	4.65	3.51	4.15	3.9	4.17

Es importante mencionar que para la región 2 se determinaron factores más grandes en comparación de las otras regiones del estado, se debe principalmente a que la zona sur de la región hay eventos de lluvia más grandes y en la parte norte los eventos son pequeños.

La precipitación de diseño se obtiene multiplicando la media de los máximos anuales de la estación climatológica por el factor estimado para el periodo de retorno deseado. Incluso se puede aplicar el método en lugares donde no hay estación climatológica, con ayuda de la extrapolación de la lluvia media en un mapa de isoyetas. Además es posible determinar la lluvia de diseño para duraciones menores a una hora.

Para calcular la lluvia de diseño para duraciones menores a una hora, se utilizan los factores de convectividad calculados por Baeza en el año de 2007. La lluvia de diseño de 24 horas se multiplica por el factor de convectividad correspondiente a la región. Los factores de convectividad son los mostrados en la figura 6.

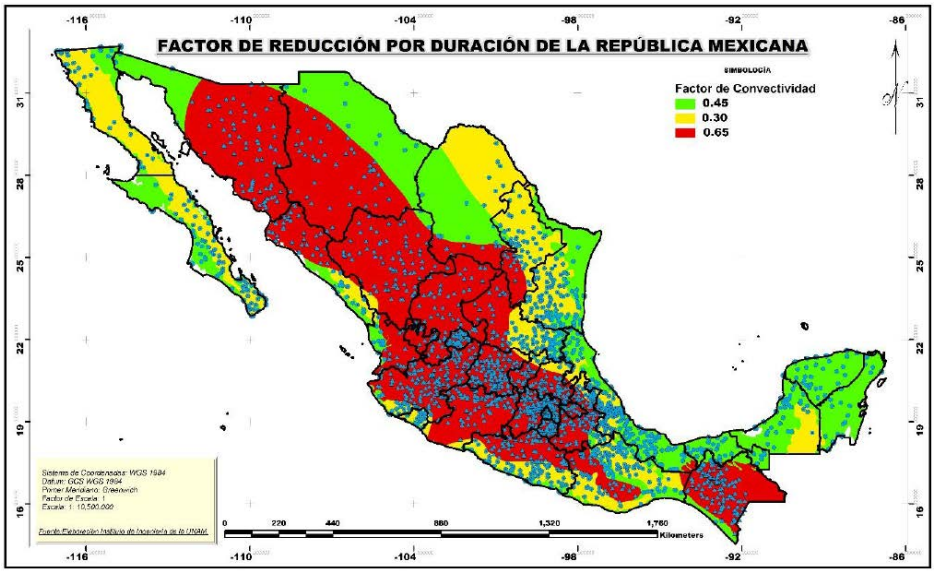


Figura 6.- Factores de convectividad, Baeza 2007.

Por ejemplo, a la región homogénea 2 del estado de Veracruz le corresponde un factor de

También se puede determinar la lluvia para duraciones diferentes de 1 hora con los factores mostrados en la tabla 3, obtenidos por Chen.

Tabla 3.- Factores Kd para los factores de convectividad.

$K_d = P_d^T / P_1^T$, en función de la duración, d, y el factor de convectividad, $R = P_1^T / P_{24}^T$												
d [min]	R =	0.1	0.15	0.2	***0.25*** [2]	0.3	***0.35*** [2]	0.4	***0.45*** [2]	***0.55*** [2]	0.6	***0.65*** [2]
5		0.29	0.29	0.29	***0.29***	0.29	***0.29***	0.29	***0.29***	***0.29***	0.29	***0.29***
10		0.45	0.45	0.45	***0.45***	0.45	***0.45***	0.45	***0.45***	***0.45***	0.45	***0.45***
15		0.57	0.57	0.57	***0.57***	0.57	***0.57***	0.57	***0.57***	***0.57***	0.57	***0.57***
30		0.79	0.79	0.79	***0.79***	0.79	***0.79***	0.79	***0.79***	***0.79***	0.79	***0.79***
60		1.00	1.00	1.00	***1.00***	1.00	***1.00***	1.00	***1.00***	***1.00***	1.00	***1.00***
120		2.00	1.70	1.50	***1.37***	1.30	***1.27***	1.25	***1.22***	***1.15***	1.10	***1.05***
180		3.00	2.30	1.95	***1.72***	1.55	***1.46***	1.40	***1.35***	***1.25***	1.20	***1.15***
240 [2]		***3.91***	***2.86***	***2.34***	***2.03***	***1.80***	***1.64***	***1.53***	***1.45***	***1.33***	***1.29***	***1.25***
360		5.50	3.90	3.00	***2.54***	2.25	***1.98***	1.75	***1.59***	***1.43***	1.40	***1.36***
480 [2]		***6.59***	***4.59***	***3.46***	***2.88***	***2.53***	***2.20***	***1.91***	***1.71***	***1.51***	***1.46***	***1.42***
720		7.75	5.26	4.00	***3.26***	2.75	***2.37***	2.10	***1.90***	***1.64***	1.55	***1.45***
1440		10.01	6.67	4.99	***4.02***	3.34	***2.85***	2.50	***2.22***	***1.83***	1.67	***1.50***

CONCLUSIONES

El estado de Veracruz tiene una extensión territorial considerable comparada con otros estados de la República Mexicana, por lo tanto la densidad de estaciones climatológicas es baja, de hecho en ciertas regiones del estado las estaciones climatológicas son nulas y en otras sólo tienen pocos años de registro, de tal manera que los resultados obtenidos son una clara evidencia de que la regionalización es de mucha utilidad para resolver de manera eficaz y sensata los problemas de diseño de obras civiles, disminuyendo el riesgo de inundaciones por la incertidumbre de un mal diseño.

La ventaja más grande del uso de las técnicas de regionalización, es saber con menor incertidumbre la precipitación de diseño en aquellas regiones donde la información climatológica es nula, solo se necesita tener la precipitación media del lugar. La precipitación media de cualquier sitio, se determina interpolando de un mapa de isoyetas de precipitación media, por ejemplo para un sitio de la región 2, se busca y se determina la precipitación media en la figura 6 y finalmente se multiplica por el factor de diseño dependiendo del periodo de retorno de diseño (tabla 2).

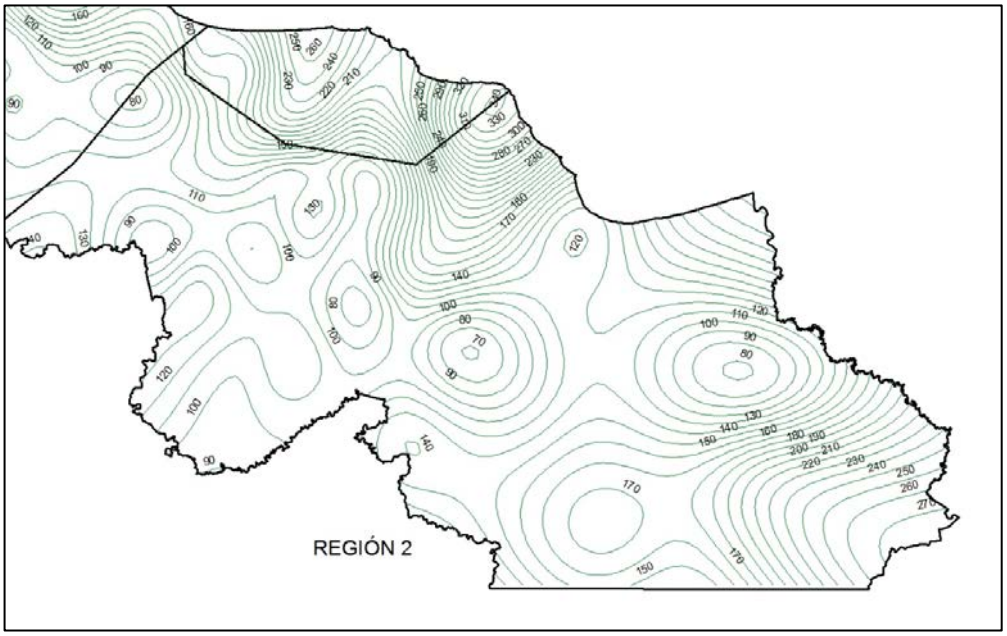


Figura 6.- Mapa de isoyetas de precipitación media, región 2.

REFERENCIAS

Campos Aranda, Daniel Francisco (2006). "Análisis probabilístico univariado de datos hidrológicos". Asociación Mexicana del Agua. México.

Domínguez Mora, Carrizosa Elizondo Eliseo, Fuentes Mariles Guadalupe E. Arganis Juárez Maritza L., Osnaya Romero Javier, Galván Andrés. (2015). "Análisis Regional para la estimación de precipitaciones de diseño en la república mexicana". Instituto de Ingeniería UNAM. México.

Escalante Sandoval, C.A., y Reyes Chávez, L. (2008). Técnicas estadísticas en hidrología. México.

IAHR AIIH
XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBREDE 2018

EVALUACIÓN TEMPORAL DE LA DISPONIBILIDAD HÍDRICA EN UNA CUENCA HIDROLÓGICA USANDO EL MODELO DEL BALANCE DE AGUA EN EL SUELO (SWB)

Mauricio José Ríos[1], Fermín Pascual Ramírez[2], Rosalva Mendoza Ramírez[3] y Rodolfo Silva Casarín[3]

[1]Posgrado en Ciencias de la Sostenibilidad, Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM) campus Morelia, Michoacán, México.

[2]Instituto de Investigaciones en Ecosistemas y Sustentabilidad, UNAM, Campus Morelia, Michoacán, México.

[3]Instituto de Ingeniería, UNAM. México.

E-mail: mjose@cieco.unam.mx; fpascualr@cieco.unam.mx; rmr@pumas.iingen.unam.mx; rsc@pumas.iingen.unam.mx

RESUMEN:

El presente trabajo se desarrolló mediante la aplicación del modelo Soil Water Balance en la cuenca del lago de Zirahuén, Michoacán, México. Se utilizó información geoespacial y tabular para realizar la estimación de la recarga hídrica de los años 1972, 1980, 1992, 2000, 2003, 2009 y 2015; posteriormente, se analizó la disponibilidad hídrica respecto a los volúmenes concesionados en el Registro Público de Derecho del Agua de los años 2000, 2003, 2009 y 2015. Se obtuvieron valores de recarga altos para los años 1992 y 2000; por otro lado, los valores bajos se presentaron para 2009 y 2015. En cuanto a la disponibilidad hídrica superficial y subterránea, la tendencia es decreciente en el período analizado, mientras que, los volúmenes comprometidos en las concesiones van en aumento. Se realizó el cálculo de la Disponibilidad relativa y el Índice de Disponibilidad de Aguas Subterráneas obteniendo cifras similares a las oficiales. Los resultados obtenidos mostraron que el modelo puede ser usado de manera confiable para estimar la disponibilidad hídrica a nivel de cuenca.

ABSTRACT:

This work shows the application of the Soil Water Balance model in the basin of Lake Zirahuén, Michoacán, México. Geospatial and tabular information was used to estimate the water recharge for 1972, 1980, 1992, 2000, 2003, 2009 and 2015; subsequently, the water availability was analyzed with respect to the volumes committed in the Public Registry of Water Law for 2000, 2003, 2009 and 2015. High recharge values were found for the years 1992 and 2000, while there were low values for 2009 and 2015. Regarding the superficial and underground water availability of the period analyzed, a decreasing tendency is noted, while the water volumes committed in the concessions are seen to increase. The relative Availability and the Index of Groundwater Availability were calculated, obtaining figures similar to the official rates. The results obtained in this analysis show that the model is reliable in estimating water availability at basin level.

PALABRAS CLAVES: recarga hídrica; sistemas geoespaciales; modelo Soil Water Balance.

INTRODUCCIÓN

Conocer la Disponibilidad Hídrica (DH) de una región permite evaluar las condiciones del recurso y con ello la capacidad de cobertura a la población. En México la estimación de la disponibilidad media anual de aguas superficiales y subterráneas se realiza con fundamento en la Norma Oficial Mexicana (NOM) 011 establecida por la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) (DOF, 2015). Para evaluar la disponibilidad media anual de agua en un acuífero subterráneo, a la recarga total anual se le resta la suma de la descarga natural comprometida y la extracción de aguas subterráneas. Los volúmenes anuales de extracción son los asignados y concesionados por la CONAGUA mediante el Registro Público de Derechos del Agua (REPDA) (DOF, 2015). En la Ley Federal de Derechos, se establecen los procedimientos para la estimación de las zonas de disponibilidad de aguas superficiales y subterráneas. En aguas superficiales, se determina mediante la Disponibilidad relativa (Dr) y en aguas subterráneas mediante el cálculo del Índice de disponibilidad de aguas subterráneas (Idas) (DOF, 2016).

El modelo del balance de agua en el suelo (SWB) (Westenbroek et al., 2010) permite calcular el balance hídrico considerando la distribución espacial de los insumos y la fisiografía del área de trabajo. Es alimentado con valores tabulares establecidos y con información de precipitación y temperatura; también utiliza información cartográfica sobre clasificación de uso del suelo, grupo hidrológico de suelo, dirección de flujo, y capacidad de almacenamiento de agua en el suelo. El modelo está diseñado para aprovechar las ventajas de los Sistemas de Información Geográfica (Westenbroek et al., 2010) y calcular el balance hídrico por cada unidad mínima de análisis (píxel) para después hacer la integración de resultados a nivel de la cuenca en diferentes resoluciones temporales. El objetivo del trabajo fue calcular la DH en una cuenca hidrológica localizada en la región centro sur de México y analizar su variabilidad temporal.

El material se encuentra organizado en 4 apartados, a saber: el primero describe el sitio de estudio, el segundo presenta la metodología usada, el tercero muestra los resultados obtenidos, y finalmente en el cuarto se dan las conclusiones que se hacen del trabajo.

SITIO DE ESTUDIO

La cuenca del lago de Zirahuén que se ubica entre los paralelos 19°21'09" y 19°29'50" de Latitud Norte, y los meridianos 101°29'11" y 101°46'21" de Longitud Oeste, en el estado de Michoacán de Ocampo (Figura 1); pertenece a la provincia fisiográfica Eje Neovolcánico y a la subprovincia Neovolcánica Tarasca (INEGI, 2001). Se ubica dentro de la Región Hidrológica 18 'Balsas'; la superficie oficial es 273.07 km^2, es una cuenca de tipo endorreico, la corriente superficial principal es el río El Silencio (CONAGUA, 2009) que desemboca al lago de Zirahuén. En la mayor parte de la región prevalece el clima templado subhúmedo. El régimen de precipitación oscila entre los 1000 y 1200 mm anuales con temperaturas máximas de 18°C a 21°C y temperaturas mínimas entre 6°C y 9°C (INEGI, 2005a); en cuanto a la cobertura vegetal, predomina el bosque de pino-encino, el bosque mesófilo de montaña y el bosque de encino-pino. El uso de suelo principal es para la actividad agrícola de temporal anual. La litología consiste de rocas ígneas intrusivas del Cenozoico constituida por basaltos y, en menor medida, brechas volcánicas básicas, basalto-brecha volcánica básica, aluviones, dacita y toba básica (INEGI, 2005b); el territorio se encuentra ocupado por 47 localidades con 37137 habitantes.

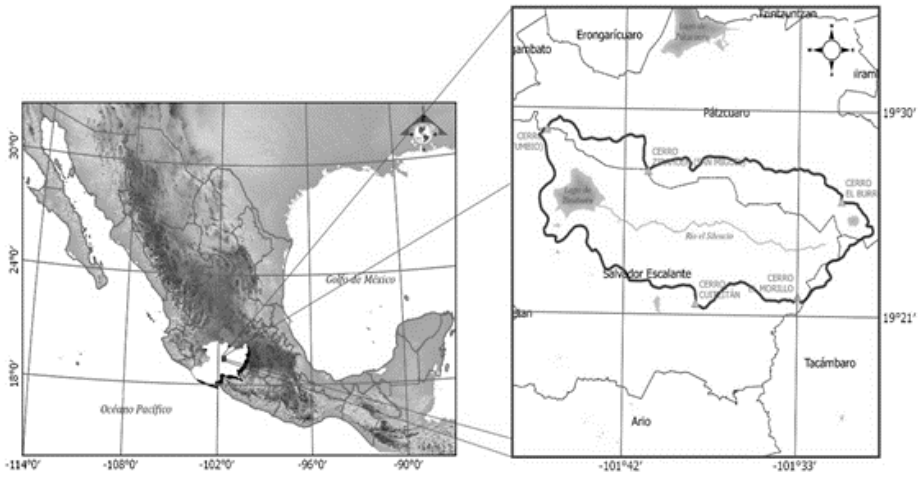


Figura 1.- Localización de la cuenca del lago de Zirahuén, Mich., México

(Fuente: José, 2017)

METODOLOGÍA

El modelo SWB requiere contar con información relativa a climatología (datos diarios de precipitación y temperatura (máxima y mínima)), topografía, edafología, morfología de la cuenca, uso de suelo y vegetación, e inventario de aprovechamiento de las fuentes superficiales y subterráneas del recurso agua.

Los datos se deben organizar en archivos de dos tipos, a saber: raster y tabulares. Al primer tipo corresponden las propiedades del suelo, tales como: cobertura, grupo hidrológico y capacidad de retención de humedad, y la dirección del flujo. En forma de tabla se dan los datos climáticos diarios y los aprovechamientos del recurso. El modelo incorpora dos archivos tabulares para consultar las propiedades de tipo, uso y capacidad de retención de agua en el suelo.

El análisis de la información disponible permitió definir las siguientes condiciones para hacer el modelo de la cuenca:

a) Se eligió una malla bidimensional cuadrada con un tamaño de celda de 100 m x 100 m.
b) La información climatológica y la de uso y cobertura del suelo permitió seleccionar los años de 1972, 1980, 1992, 2000, 2003, 2009 y 2015 para evaluar y analizar la variabilidad temporal de la RH.
c) Se hicieron las conversiones de datos necesarias porque el modelo SWB trabaja con unidades inglesas
d) El método para estimar la evapotranspiración potencial fue el de Hargreaves y Samani (1985).
e) El cálculo de la recarga se realiza con la ecuación 1 (Hart et al., 2008), los componentes de la ecuación se utilizan de manera continua a lo largo del modelo dependiendo de la fase del proceso de cálculo en que se encuentre.

$$R = (P + D + I) – (Int + E + Etp) - \Delta Hs \quad (1)$$

Donde: R es la recarga; P la precipitación; D identifica al deshielo; I es el flujo de entrada; Int es la intercepción; E el escurrimiento; Etp la evapotranspiración potencial; Δ Hs es la humedad del suelo.

f) La humedad del suelo (Δ Hs) es calculada mediante la aplicación de los métodos de balance suelo-agua publicados en Tornthwaite (1948) y Tornthwaite-Mather (1955, 1957).

g) El flujo de entrada (I) se calcula a partir del archivo de direcciones de flujo derivado del modelo digital de elevación, para dirigir el flujo de salida (escorrentía superficial) a las celdas adyacentes.
h) El parámetro de Intercepción (Int) está definido como la cantidad de lluvia específica que se encuentra atrapada, utilizada, evaporada o transpirada por las plantas. Los valores de precipitación diaria deben exceder la cantidad de intercepción especificada antes de que se asuma que cualquier agua alcanza la superficie del suelo.
i) El escurrimiento (E) se calcula utilizando el método de número de curva de lluvia-escorrentía (SCS, 1985). Esta relación lluvia-escorrentía se basa en cuatro propiedades de la cuenca: tipo de suelo, uso de la tierra, topografía y antecedente de condición de escorrentía.

El modelo permite calcular, para cada año seleccionado, los principales componentes de la recarga (estimada como la diferencia entre la precipitación y los procesos de pérdida) por separado en cada unidad mínima de análisis, esto es a nivel de pixel o celda de la malla. Las fuentes y sumideros de agua para cada celda, son determinados con base en los datos climáticos de entrada y las características del terreno aportadas por el modelo digital de elevaciones.

La DH se calculó con base en los datos reportados por el REPDA, respecto a la totalidad de los volúmenes concesionados de aguas superficiales y subterráneas en la cuenca en los años 2000, 2003, 2009 y 2015. Para el caso del agua superficial, puesto que todos los componentes del balance se han considerado, la DH se estima a partir de la Dr, que se obtiene restando el volumen medio anual comprometido (a partir del REPDA) al volumen medio anual de escurrimiento (SWB). Para el caso del agua subterránea, se usa el Idas, recarga total anual (calculada con SWB) menos la suma de la descarga natural comprometida (DOF) y la extracción de aguas subterráneas (REPDA).

RESULTADOS

Recarga hídrica

Los resultados en las corridas de simulación con el modelo SWB, mostraron que los mayores volúmenes (área por lámina unitaria) se obtuvieron en las corridas de los años 1992 y 2000; los valores más bajos en las corridas de los años 2009 y 2015 (Figura 2). La Tabla 1 detalla los resultados de las variables más importantes del ciclo hidrológico integrados a nivel de la cuenca.

Tabla 1.- Valores de los principales componentes de la recarga hídrica

Año	Recarga (mm/año)	Intercepción (mm/año)	Escurrimiento (mm/año)	Evapotranspiración Potencial (mm/año)
1972	178.816	26.924	484.124	1238.25
1980	156.464	27.178	596.9	1771.65
1992	415.798	32.512	935.228	1560.068
2000	206.756	31.242	681.736	1695.704
2003	107.696	44.45	519.684	1555.496
2009	53.086	43.18	465.582	1613.154
2015	45.212	41.402	487.426	1636.268
Promedio	166.26	35.27	595.81	1581.51

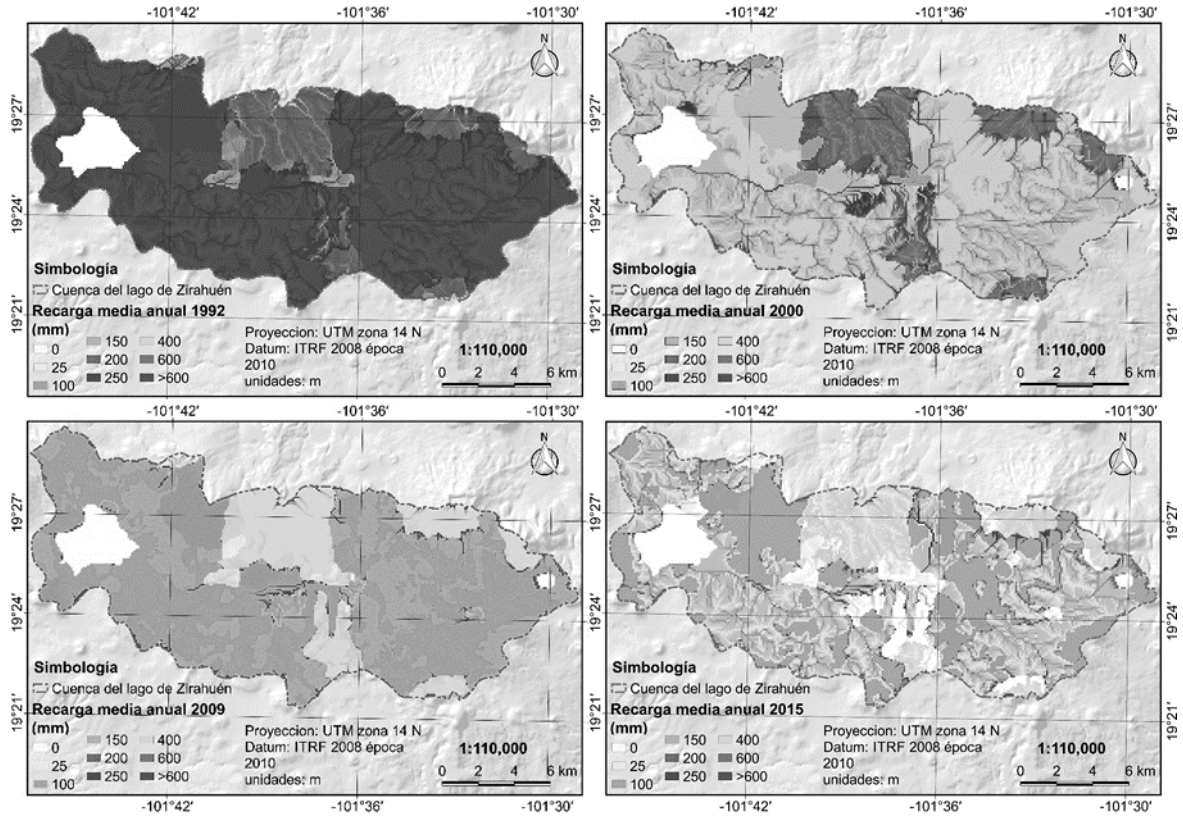


Figura 2.-Variación espacial y temporal de la recarga 1992, 2000, 2009 y 2015 (Fuente: José, 2017)

Disponibilidad hídrica

Los resultados obtenidos con la simulación fueron analizados de manera conjunta con los volúmenes de agua concesionados, de conformidad con la base de datos del REPDA, de manera legal en la cuenca para los años 2000, 2003, 2009 y 2015.

Se encontró que a lo largo del tiempo los volúmenes concesionados de aguas subterráneas y superficiales han aumentado, siendo la segunda la de mayor volumen comprometido. Para el agua subterránea, el uso agrícola presentó un aumento del 676% del año 2000 al 2015, indicando que se ha concesionado casi siete veces más. En lo referente a las aguas superficiales, el uso público urbano mostró un incremento del 320%, es decir, tres veces más el volumen de concesión.

La Tabla 2, detalla la relación que existe entre los volúmenes de recarga calculados por el modelo SWB y la demanda de agua. Esta comparación permite conocer los volúmenes de agua disponibles a futuro. La disponibilidad de agua subterránea ha sido calculada restando a la recarga los volúmenes comprometidos.

Tabla 2.- DH subterránea en Mm^3/año

Año	Recarga	Demanda de aguas subterráneas	Disponibilidad hídrica Subterránea
	Mm^3/año	Mm^3/año	Mm^3/año
2000	56.5204	0.0964	56.4241
2003	29.4406	0.1816	29.259
2009	14.512	0.1818	14.3302
2015	12.3595	0.7479	11.6116

De lo mostrado por la Tabla 2, se observa tendencia decreciente en el volumen de agua subterránea disponible en la cuenca. La disponibilidad está condicionada por dos procesos: en primer lugar, por el incremento en los volúmenes comprometidos; y, en segundo lugar, por la disminución en los volúmenes de recarga, propiciada por las variaciones climáticas y la eliminación de la cubierta de suelo.

Respecto al agua superficial, la disponibilidad se calculó de manera análoga al caso de la subterránea, considerando los volúmenes de agua comprometidos y los volúmenes de escurrimiento de agua obtenidos con el modelo SWB. Aunque la demanda superficial de agua es mínima comparada con los escurrimientos calculados, como ya se apuntaba, existe tendencia creciente en la demanda de agua. Por lo que toca a la disponibilidad, los volúmenes parecen mantener similitud en 2003, 2009 y 2015 (Tabla 3).

Tabla 3.- DH superficial en Mm^3/año

Año	Escurrimiento	Demanda de aguas superficiales	Disponibilidad hídrica superficial
	Mm^3/año	Mm^3/año	Mm^3/año
2000	186.3646	0.755	185.6096
2003	142.0648	2.1926	139.8723
2009	127.2751	2.4389	124.8362
2015	133.2465	3.1761	130.0704

De acuerdo a las estimaciones de la CONAGUA emitidas en el DOF (2017), el acuífero 'Nueva Italia', al que pertenece la cuenca, se encuentra clasificado en zona de disponibilidad 4 (suficiente volumen disponible) con valor de Idas en 0.82; con los resultados aquí obtenidos, se calculó el Idas y resultó en 0.99. En cuanto a la Dr, se reporta el valor de 0.9489, clasificada en zona de disponibilidad 1 (zona de escasez), la simulación con SWB permitió calcular la Dr en 0.9215. Los cálculos obtenidos del Idas (0.99) y de la Dr (0.9215) a partir de datos obtenidos en el presente trabajo, ubican a la cuenca y al acuífero en el mismo rango de clasificación de zonas de disponibilidad que las oficiales.

CONCLUSIONES

La aplicación del modelo SWB, aporta un método alternativo confiable para la evaluación del recurso hídrico en cuencas hidrográficas, ya que considera la dinámica del uso del territorio y la dinámica de la cubierta vegetal como factores esenciales en la estimación de la disponibilidad hídrica. En consecuencia, se propone como una herramienta útil en la planeación, ordenamiento y gestión integrada de cuencas.

Mediante el análisis de series de tiempo, se encontró que la recarga hídrica es altamente influenciada por los regímenes de precipitación en el área; sin embargo, pudo observarse el decremento paulatino desde 1972 hasta el 2015.

En el periodo de análisis se encontró que los usos más demandantes de agua dentro de la cuenca son el uso público urbano y el agrícola. El crecimiento de la población, así como la expansión de la mancha urbana, incrementa la necesidad de mayores volúmenes de agua para satisfacer las actividades cotidianas y las económicas de la región.

REFERENCIAS

CONAGUA. (2009). *Programa Hídrico Visión 2030 del Estado de Michoacán de Ocampo*. (S. del M. A. y R. Naturales, Ed.) (Primera ed.). México, D.F. Recuperado a partir de www.conagua.gob.mx

DOF. (2015). "Conservación del recurso agua-Que establece las especificaciones y el método para determinar la disponibilidad media anual de las aguas nacionales", Pub. L. No. NOM-011-CONAGUA-2015, Diario Oficial de la Federación 1. México, D.F.
DOF. (2016). *Ley Federal de Derechos*, Pub. L. No. Última reforma publicada en el DOF el 7 de diciembre de 2016, Diario Oficial de la Federación 1. México, D.F.
DOF. (2017). "Acuerdo por el que se dan a conocer las zonas de disponibilidad que corresponden a las cuencas y acuíferos del país para el ejercicio fiscal 2017, en términos del último párrafo del artículo 231 de la Ley Federal de Derechos vigente", Pub. L. No. ACUERDO, 96. México, D.F.
Hart, D. J., Schoephoester, P. R., y Bradbury, K. R. (2008). Groundwater recharge in Southeastern Wisconsin estimated by a GIS-based model. Wisconsin.
Hargreaves, G. H. y Samani, Z. A. (1985). "Reference Crop Evapotranspiration from ambient air temperature". *American Society of Agriculture Engineering.* Chicago, Il. USA.
INEGI. (2001). Conjunto de datos vectoriales fisiográficos. escala 1:1,000,000. Serie I. Aguascalientes, Ags.
INEGI. (2005a). Guía para la interpretación de cartografía climatológica. Aguascalientes, Ags. https://doi.org/10.1017/CBO9781107415323.004
INEGI. (2005b). Guía para la interpretación de cartografía geológica. Aguascalientes, Ags.
José, R. M., (2017). *Evaluación de la disponibilidad hídrica en la cuenca del lago de Zirahuén, Michoacán*. Tesis de Maestría. Facultad de Ingeniería. Universidad de Ciencias y Artes de Chiapas. Tuxtla Gutiérrez. Chiapas.
Soil Conservation Service. (1985). Section-4. En *National Engineering Handbook*. Washington, DC.
Thornthwaite, C. W. (1948). "An Approach toward a Rational Classification of Climate". *Geographical Review*, Vol. 38, No. 1. pp. 55-94.
Thornthwaite, C.W. y Mather, J. R. (1955). The Water Balance. Laboratory of Climatology, Centerton, NJ, USA.
Thornthwaite, C. W. y Mather, J. R. (1957). "Instructions and Tables for Computing Potential Evapotranspiration and Water Balance". *Publ. Climatol,* 10 (3), 185–311.
Westenbroek, M. S., Kelson, V. A., Dripps, W. R., Hunt, R. J. y Bradbury, K. R. (2010). SWB: A Modified Thornthwaite-Mather Soil Water Balance Code for Estimating Groundwater Recharge. U.S. Geological Survey Techniques and Methods 6-A31, 60. https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

¿CUÁNTA AGUA PUEDE SER BOMBEADA DE UN ACUÍFERO SIN QUE ÉSTE DEJE DE SER SOSTENIBLE?

Victor M. Ponce[1], Janaína Da Silva[2] y Jorge Prieto Villarroya[3]
[1]San Diego State University, Estados Unidos, poncevm@gmail.com
[2]San Diego State University, Estados Unidos, janainaehd@gmail.com
[3]Universidad Nacional de Santiago del Estero, Argentina, jorgeprietovillaroya@yahoo.com.ar

RESUMEN:

Los conceptos de rendimiento seguro y rendimiento sostenible del agua subterránea se analizan y comparan en el contexto de un equilibrio o balance hidrológico. Todas las recargas y descargas son debidamente contabilizadas. Como el agua subterránea es un flujo, no un volumen, el aprovechar la recarga natural casi horizontal puede comprometer los derechos de otros usuarios en las cercanías, incluidos los ecosistemas naturales, humedales, cuerpos de agua, y el flujo base de los ríos. Aquí se supone que la recarga vertical, es decir, la recarga que se origina en la precipitación local, es la única recarga que puede ser aprovechada libremente en la captura de aguas subterráneas para evitar la violación de derechos establecidos.

Se desarrolla y prueba una metodología para evaluar la recarga vertical. La metodología se basa en el equilibrio hidrológico cibernético de L'vovich, incluida la definición de un coeficiente de recarga de agua subterránea (L'vovich, 1979). Este coeficiente representa la fracción de precipitación que alcanza al nivel freático; por lo tanto, se puede usar para evaluar y contabilizar el rendimiento sostenible del agua subterránea. Cualquier tasa de captura de aguas subterráneas por encima de la recarga vertical debería poder demostrar, mediante estudios ecohidrológicos y de flujo de base, que no afecta significativamente los derechos establecidos.

ABSTRACT:

The concepts of safe yield and sustainable yield of groundwater are analyzed and compared in the context of a hydrologic balance. All recharges and discharges are duly accounted for. Since groundwater is a flow, not a volume, tapping the nearly horizontal natural recharge may arguably compromise the rights of other users in the vicinity, including natural ecosystems, wetlands, and baseflow. It is surmised here that vertical recharge, i.e., the recharge originating in local precipitation, is the only recharge that may be freely tapped for capture by groundwater to avoid encroachment on established rights.

A methodology to evaluate vertical recharge is developed and tested. The methodology is based on the cybernetic hydrologic balance of L'vovich (1979), including the definition of a groundwater recharge coefficient. This coefficient represents the fraction of precipitation that reaches the water table; therefore, it may be used to evaluate and assess sustainable groundwater yield. Any amount of groundwater capture over and above the vertical recharge would have to demonstrate, by means of suitable ecohydrological and baseflow studies, that it does not significantly affect established rights.

PALABRAS CLAVES: Acuífero, agua subterránea, sostenibilidad del agua subterránea.

INTRODUCCIÓN

La pregunta de cuánta agua puede ser bombeada de un acuífero sin que éste deje de ser sostenible no tiene una respuesta clara. En principio, la decisión parece estar relacionada con hidrogeología. Un examen cuidadoso, sin embargo, revela una serie de otras preocupaciones, entre los cuales algunos de las más importantes son: ¿Cómo afecta esta decisión a la vegetación superficial? ¿Cómo afecta la relación entre el agua superficial y el agua subterránea? ¿Cómo afecta los derechos de agua establecidos? ¿Cómo afecta el hundimiento del terreno y la intrusión de agua salina en las zonas costeras? (Ponce, 2006).

En las últimas dos décadas, se ha demostrado ampliamente que la sostenibilidad de un acuífero tiene poco que ver con sus propiedades hidrogeológicas (Alley *et al*., 1999). La atención se centra ahora en la preservación de los ecosistemas y los derechos de agua establecidos (Ponce, 2014). Este cambio de paradigma se debe al hecho de que las aguas subterráneas no son un volumen a extraer, sino más bien un flujo a reconocer. En su artículo seminal sobre hidrogeología, Theis (1940) escribió:

> "Todas las aguas subterráneas de importancia económica están en proceso de pasar de un lugar de recarga a un lugar de descarga. En condiciones naturales, antes del desarrollo de los pozos, los acuíferos se encuentran en un estado de equilibrio dinámico. La descarga de pozos es una nueva descarga superpuesta a un sistema previamente estable, y debe equilibrarse mediante: (a) un aumento en la recarga, (b) una disminución en la descarga, (c) una pérdida de almacenamiento, o (d) una combinación de estos."

En este artículo tratamos el tema de la cuantificación de la sostenibilidad del agua subterránea. Nuestro enfoque está basado en la naturaleza interdisciplinaria del problema. Los estudios hidrológicos detallados a escala de cuenca ayudarán a determinar las cantidades apropiadas para casos específicos.

FLUJO DE AGUAS SUBTERRÁNEAS EXPLICADO

El flujo de agua subterránea es extremadamente complejo, variando en el espacio (en tres dimensiones) y el tiempo (a través de varias escalas). En general, los acuíferos pueden clasificarse en: (a) confinados o no confinados, y/o (b) cuaternarios (aluviales) o terciarios (rocas fracturadas) (Ponce, 2006). Una evaluación de la sostenibilidad dependerá en gran medida del tipo de acuífero y de la escala del problema; es muy probable que trascienda la hidrogeología para abarcar una gama de campos afines (Ponce, 2007). En este artículo nos enfocamos principalmente en acuíferos no confinados, predominantemente aluviales de tamaño local o regional, como una primera aproximación al análisis.

Toda el agua subterránea está en constante movimiento desde una zona de mayor potencial a una zona de menor potencial, siendo el océano más cercano el destino final de toda el agua subterránea. Sin embargo, dependiendo de la geomorfología del terreno, el agua subterránea podría eventualmente exfiltrar a los humedales y cuerpos de agua permanentes, o aparecer como el flujo base de los ríos (Fig. 1). Está claro que las aguas superficiales y subterráneas están intrínsecamente conectadas: El agua subterránea puede convertirse en agua superficial en el espacio y el tiempo, y viceversa. De ello se desprende que la explotación del agua subterránea podría afectar el agua superficial y otras partes del ciclo hidrológico en las cercanías (Ponce, 2014).

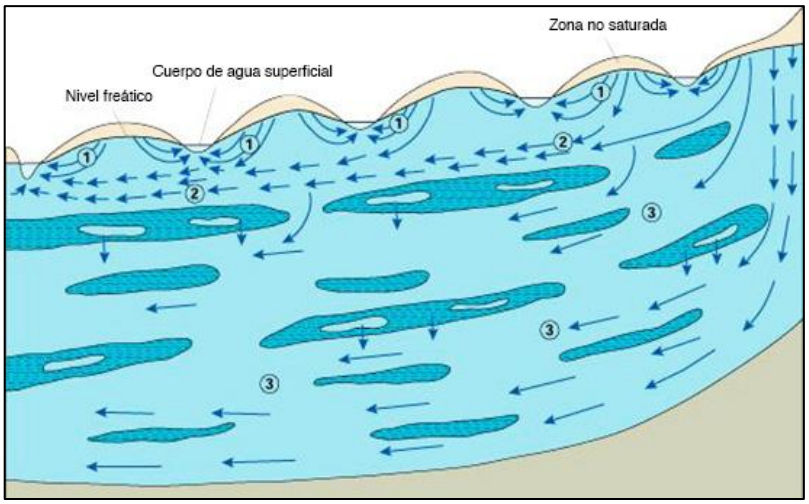


Figura 1.- El movimiento constante del flujo de agua subterránea (U.S. Geological Survey).

Para ahondar aún más en la complejidad del problema, reconocemos que un análisis de aguas subterráneas adolece de una gran limitación: El tamaño del volumen de control no es fijo. Como todas las aguas subterráneas están conectadas, definir los límites de un volumen de control es forzosamente un ejercicio arbitrario. A diferencia del agua superficial, que está restringida al límite pertinente de cuenca, no existe un límite similar o correspondiente para el flujo de agua subterránea. El bombeo sin límite generalmente producirá un tamaño cada vez mayor del cono de depresión (Prudic y Herman, 1996; Ponce y Vuppalapati, 2015).

Haciendo eco de la declaración de Theis, reiteramos que el agua subterránea no es un volumen, sino un flujo. Un volumen de control definido arbitrariamente tendrá: (1) flujo de entrada (recarga), (2) flujo de salida (descarga) y (3) volumen almacenado de agua subterránea (agua que llena el suelo o los huecos entre rocas). El bombeo constituye una demanda externa, y su descarga se origina en cualquiera o en todos los tres componentes antes mencionados. Bajo esta óptica, tres escenarios son posibles (Fig. 2):

1. Un sistema prístino, en su condición natural, en equilibrio dinámico, en ausencia de bombeo;
2. Un sistema desarrollado, donde la cantidad de bombeo es igual al aumento en la recarga (recarga capturada) más la disminución en la descarga (descarga capturada).
3. Un sistema agotado, o abatido, donde una fracción adicional de la descarga bombeada se está extrayendo realmente del volumen almacenado. En este caso, se produce el agotamiento del acuífero, con el tamaño del cono de depresión (Ponce, 2006) aumentando progresivamente en el tiempo.

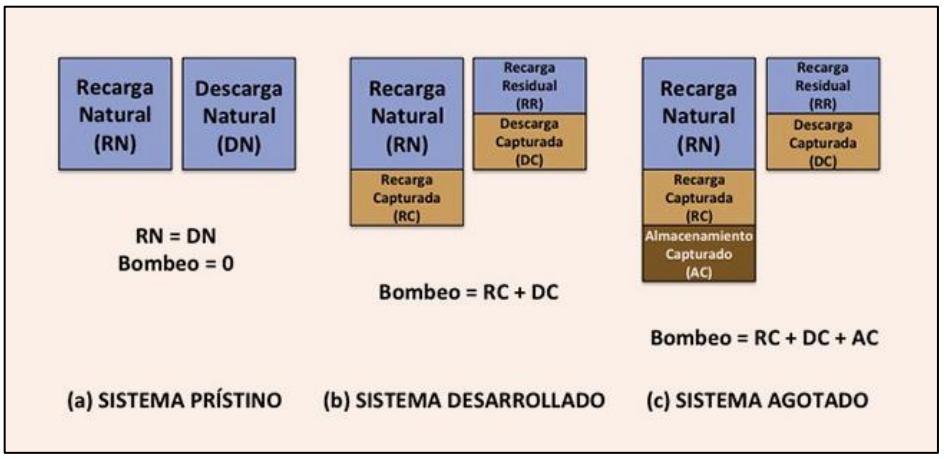


Figura 2.- Sistemas de agua subterránea prístinos, desarrollados y agotados.

En un sistema típico de aguas subterráneas, la recarga consiste en todo el flujo que ingrese al volumen de control. Esto comprende:

1. La recarga casi horizontal natural, de equilibrio o prístina, que ingresa a lo largo del límite aguas arriba en ausencia de bombeo;
2. La recarga casi horizontal capturada, impermanente o inducida (Sophocleous, 1997), que ingresa a través del límite aguas arriba en presencia de bombeo;
3. La descarga casi horizontal capturada, es decir, la que se convierte en recarga como resultado directo del bombeo; y
4. La recarga vertical, definida como la fracción de precipitación que alcanza el límite superior del volumen de control (es decir, el nivel freático) dentro del marco temporal de análisis.

Debe tenerse en cuenta que en un sistema altamente desarrollado, la recarga vertical puede incluir cantidades de reposición artificial de agua subterránea, recarga rechazada o flujos de retorno (Ponce, 2007).

La descarga del volumen de control consiste en:

1. La descarga casi horizontal natural, en ausencia de bombeo; o la descarga casi horizontal residual , en presencia de bombeo, que sale a lo largo del límite aguas abajo (Fig. 2); y
2. La percolación profunda, es decir, la fracción de precipitación que deja el volumen de control como una descarga vertical neta (flujo positivo) en su parte inferior, uniéndose a aguas subterráneas más profundas.

La cantidad de percolación profunda es en gran medida intratable. Usualmente se considera que es una fracción relativamente pequeña de la precipitación (un promedio global de ~ 2%) y, por lo tanto, insignificante en términos prácticos (L'vovich, 1979). En otras palabras, la filtración profunda es la pequeña fracción de precipitación que efectivamente abandona las aguas superficiales. La Figura 3 muestra un esquema de los diversos flujos que prevalecen en el agua subterránea.

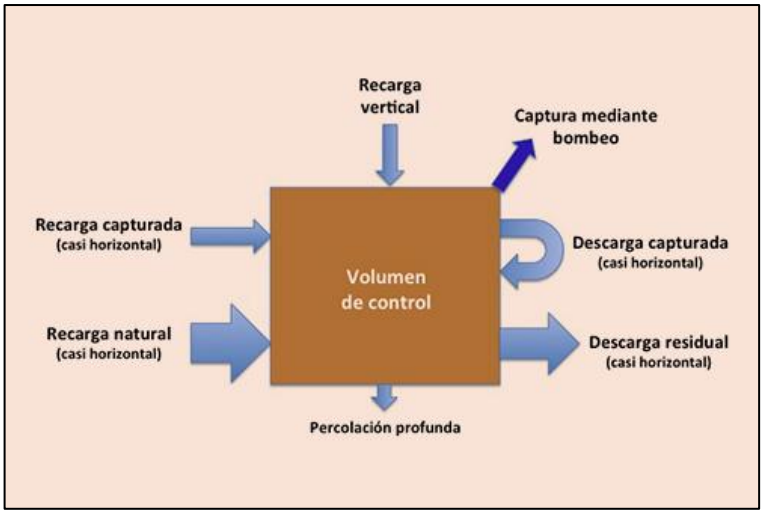


Figura 3.- Entradas y salidas en el volumen de control de un acuífero.

USO SOSTENIBLE DE AGUAS SUBTERRÁNEAS

El tema central de la sostenibilidad es determinar cuánta agua se puede extraer de un acuífero sin que éste deje de ser sostenible (Alley *et al.*, 1999). En el caso típico, la reposición del acuífero es lenta, demorando décadas, si no cientos o miles de años. Por lo tanto, se deduce que el bombeo excesivo de aguas subterráneas puede conducir al agotamiento y la consecuente falta de

sostenibilidad. Un acuífero agotado o abatido es aquél que no puede recuperarse lo suficientemente rápido como para seguir siendo útil; por lo tanto, es insostenible.

Como un acuífero puede agotarse fácilmente mediante un bombeo excesivo, podría pensarse que la solución es dejar los acuíferos sin explotar y usar sólo las aguas superficiales. A diferencia de las aguas subterráneas, el tiempo de reciclaje de las aguas superficiales es un promedio global de 11 días (L'vovich, 1979; Ponce *et al*., 2000); por lo tanto, todas las aguas superficiales son sostenibles cuando se las compara con las aguas subterráneas. Este enfoque, aunque aparentemente razonable, elimina la práctica del bombeo de aguas subterráneas establecida durante el pasado siglo en las sociedades desarrolladas. Argumentamos aquí que esta solución extrema es políticamente incorrecta. El uso del agua subterránea no puede y no debe ser completamente eliminado; más bien, debe regularse con el objetivo de gestionar, mitigar y/o minimizar el agotamiento, a fin de enfrentar el difícil desafío de la sostenibilidad.

La discusión entonces se desplaza a los componentes del balance de agua subterránea. ¿De dónde debería venir el agua bombeada? Notamos que hay una salvedad en el equilibrio o balance hidrológico; el agua extraída por bombeo podría ser:

a. Totalmente consumida (uso consuntivo), cuando ninguna fracción de las aguas bombeadas regresa al acuífero; o
b. Parcialmente consumida, cuando una cierta fracción del agua bombeada regresa al acuífero en algún punto del tiempo o espacio.

El riego agrícola es el ejemplo clásico de uso consuntivo, particularmente cuando las aguas de drenaje (y el drenaje es demostrablemente una necesidad imperiosa en regiones áridas/semiáridas) se recolectan y eliminan de las instalaciones a través del flujo superficial (Fig. 4). Otros usos (domésticos o industriales) pueden ser consuntivos o parcialmente consuntivos, dependiendo de la situación local.

Figura 4.- Canal de irrigación (izquierda) y canal de drenaje (derecha), irrigación Wellton-Mohawk, Arizona.

Si bien el concepto de rendimiento sostenible ha sido reconocido sólo recientemente (*Alley et al*., 1999), el más antiguo concepto de un rendimiento seguro ha existido por casi más de un siglo (Lee, 1915). Lee definió el "rendimiento seguro" como el límite de la cantidad de agua que se puede extraer de un acuífero, de forma regular y permanente, sin un agotamiento peligroso de la reserva. Señaló que el agua extraída permanentemente de un depósito subterráneo reduce el volumen de agua que pasa a través de la cuenca a través de canales naturales, es decir, la descarga natural. Para

ilustrar la existencia de esta descarga natural, Lee observó que el bombeo incontrolado generalmente conduce a la desecación de manantiales y humedales (Ponce, 2014). Por lo tanto, Lee distinguió entre un rendimiento seguro teórico, igual a la recarga natural, y un rendimiento seguro práctico, un valor inferior que tiene en cuenta la necesidad de mantener una descarga residual (Fig. 2). Según Lee, la descarga residual debe determinarse y deducirse del rendimiento seguro teórico para obtener el rendimiento seguro práctico. Durante las últimas dos décadas, este último se ha transformado en rendimiento sostenible, el cual va más allá de la hidrogeología.

¿Cuánta debe ser la descarga residual cuando se evalúa el rendimiento sostenible? En los casos en los que la descarga capturada debe minimizarse debido a la existencia de derechos de terceros aguas abajo (manantiales, humedales y/o flujo de base), se deduce que muy poco o nada de la recarga casi horizontal podría capturarse sin comprometer los derechos de terceros. Bajo condiciones de no equilibrio, el bombeo del 100% de la recarga natural teóricamente podría resultar en la captura de hasta el 50% de la descarga natural (Fig. 2). En el límite asintótico, es decir, en condiciones de quasi equilibrio, casi cualquier cantidad de captura provendría de la descarga y podría comprometer derechos adquiridos aguas abajo.

Esta imagen un poco sombría mejora cuando se reconoce que la descarga vertical, es decir, la fracción de precipitación local que logra alcanzar el nivel freático, no se incluye específicamente en la determinación de la recarga (casi horizontal). Por lo tanto, una resolución del conflicto de derechos entre las aguas superficiales y subterráneas podría ser la captura de **una fracción o la totalidad** de la recarga vertical. Este cambio de captura casi horizontal a vertical se basa en el hecho de que la recarga casi horizontal es de alcance regional o mayor, mientras que la recarga vertical es esencialmente local. Bajo esta óptica espacial, toda recarga vertical podría estar sujeta a captura. Además, al basar la determinación del rendimiento sostenible únicamente en la recarga vertical probablemente disminuya el argumento de que la captura mediante bombeo podría afectar negativamente a los ecosistemas y aguas superficiales vecinas.

EL EQUILIBRIO HIDROLÓGICO CIBERNÉTICO

Con el fin de cuantificar adecuadamente la recarga vertical y, por lo tanto, poder manejar el rendimiento sostenible del agua subterránea, recurrimos al equilibrio o balance hidrológico cibernético, el cual es más adecuado para la hidrología de rendimiento que el balance convencional (L'vovich, 1979; Ponce, 2018).

En el enfoque cibernético del equilibrio hidrológico, la precipitación anual se separa en dos componentes (Fig. 5):

$$P = \mathrm{S} + \mathrm{W} \qquad [1]$$

en donde S = escurrimiento superficial, es decir, la fracción de escurrimiento que se origina en la superficie terrestre, y W = humedecimiento de la cuenca, o simplemente, humedecimiento, la fracción de precipitación que no contribuye a la escorrentía superficial.

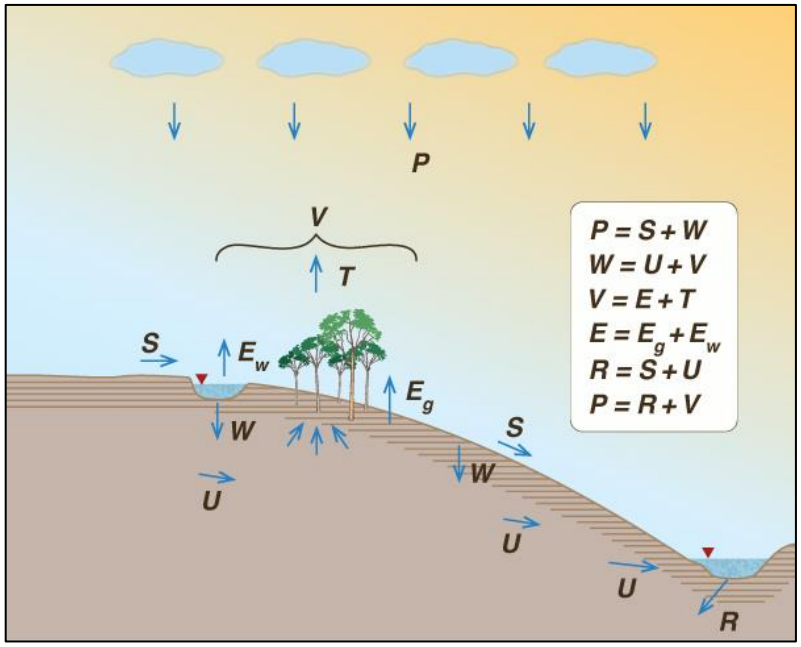


Figura 5.- El equilibrio hidrológico cibernético (L'vovich, 1979).

A su vez, la humectación se divide en dos componentes:

$$W = \mathrm{U} + \mathrm{V} \qquad [2]$$

en donde U = caudal base, es decir, la fracción de humectación que se filtra como el flujo de corrientes y ríos en seco, y V = vaporización, es decir, la fracción de humectación regresa a la atmósfera como vapor de agua.

Escorrentía (es decir, escorrentía total) es la suma de la escorrentía superficial y el caudal base:

$$R = \mathrm{S} + \mathrm{U} \qquad [3]$$

Combinando las Ecs. 1 a 3:

$$P = \mathrm{R} + \mathrm{V} \qquad [4]$$

Las Ecuaciones 1 a 4 constituyen un conjunto de ecuaciones de balance hídrico. Se pueden definir cuatro coeficientes de balance hídrico: (1) coeficiente de escorrentía, (2) coeficiente de flujo base, (3) coeficiente de humectación y (4) coeficiente de recarga.

El coeficiente de escorrentía es:

$$K_r = \frac{R}{P} \qquad [5]$$

El coeficiente de flujo de base es:

$$K_u = \frac{U}{W} \qquad [6]$$

El coeficiente de humectación es:

$$K_w = \frac{W}{R} \qquad [7]$$

El coeficiente de recarga del agua subterránea es:

$$K_g = \frac{U}{P} \qquad [8]$$

Las Figuras 6 y 7 muestran los coeficientes de escorrentía y flujo de base calculados por Ponce y Shetty (1995), en base a los datos informados por L'vovich (1979). Se observa que en el total de los cinco casos analizados, los coeficientes de escorrentía y flujo de base aumentan con la precipitación anual.

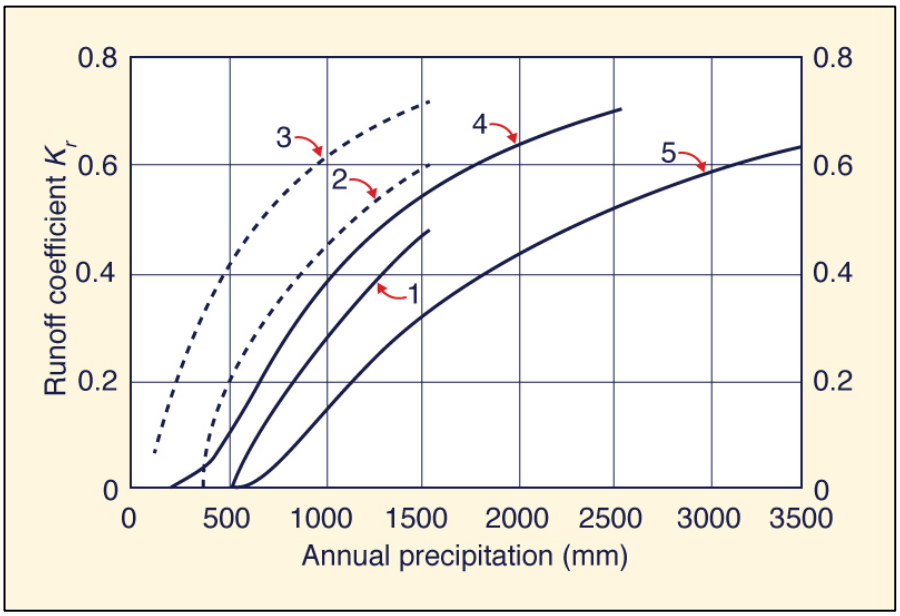


Figura 6.- - Coeficientes de escorrentía.

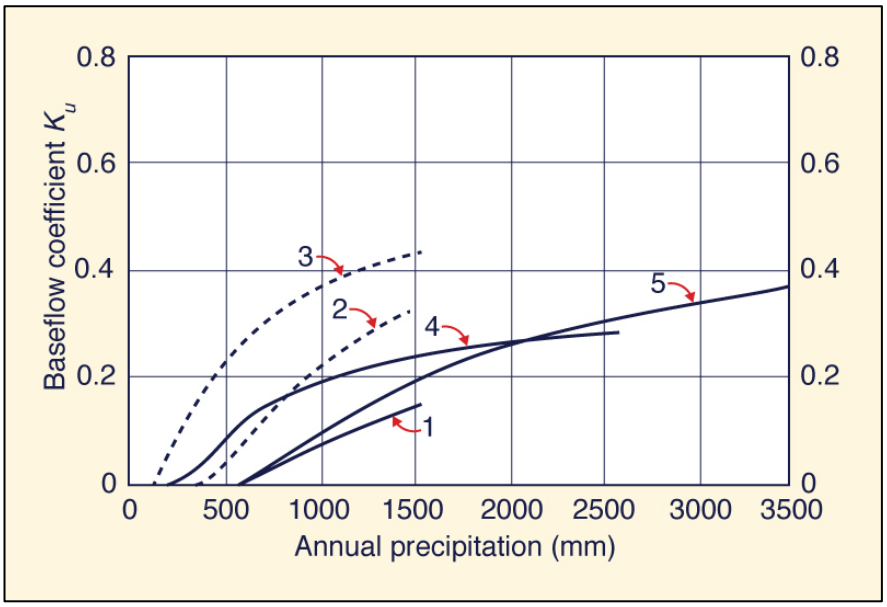


Figura 7.- Coeficientes de flujo base.

Los gráficos consideran los siguientes datos:

1. África: bosques y matorrales esclerófilos perennes.
2. África: bosques de coníferas de montaña.
3. América del Norte (Canadá); bosques subárticos (taiga).
4. América del Sur: bosques húmedos de hoja perenne en las montañas.
5. Asia (india): bosques semideciduos en las montañas (Ghats occidentales).

ESTUDIO DE CASO

La metodología descrita en este artículo es aplicada a los datos de la cuenca del río Sarada, aguas arriba de Anakapalli, en Andhra Pradesh, India (Fig. 8). La cuenca está situada entre los Ghats orientales y la costa oriental de la India, y presenta un clima subhúmedo (Ponce *et al*., 2000), con un área de drenaje de 1.980 km^2.

Figura 8.- Ubicación geográfica de Anakapalli, en Andhra Pradesh, India.

Se analizan once (11) años de datos de precipitación-escorrentía. Los datos de precipitación consisten en hietogramas de lluvia diaria y los datos de escorrentía consisten en el hidrograma medido en la boca, o salida, de la cuenca. Los hietogramas anuales se usan para calcular la precipitación anual *P* (mm). Cada hidrograma anual se integra para obtener la escorrentía R (mm). La escorrentía superficial S (mm) se obtiene por separación del hidrograma utilizando principios establecidos (Ponce, 2014). La matriz de *P-R-S* se usa para calcular el balance hídrico en línea 2.

La Figura 9 muestra los resultados tabulares del programa en línea, donde el coeficiente de recarga de agua subterránea K_g se da en la Col. 11. La Figura 9 representa K_g frente a la precipitación anual media *P*, en orden ascendente de precipitación. A pesar del ruido aparente en los datos, se observa que la tendencia general es a un aumento en K_g con un aumento en *P*.

Year	P	R	S	U	W	V	K_u	K_r	K_w	K_g
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	943	544.2	505.2	39	437.8	398.8	0.089	0.577	0.804	0.041
2	1060	456	413	43	647	604	0.066	0.43	1.419	0.041
3	1312	671.1	564.1	107	747.9	640.9	0.143	0.512	1.114	0.082
4	824	275.1	243.1	32	580.9	548.9	0.055	0.334	2.112	0.039
5	953	365.2	346.2	19	606.8	587.8	0.031	0.383	1.662	0.02
6	1347	510.8	443.8	67	903.2	836.2	0.074	0.379	1.768	0.05
7	1047	360.1	319.1	41	727.9	686.9	0.056	0.344	2.021	0.039
8	1379	586.1	530.1	56	848.9	792.9	0.066	0.425	1.448	0.041
9	856	349.6	324.6	25	531.4	506.4	0.047	0.408	1.52	0.029
10	1090	470.8	440.8	30	649.2	619.2	0.046	0.432	1.379	0.028
11	1521	249.2	111.2	138	1409.8	1271.8	0.098	0.164	5.657	0.091
Average	1121.091	439.836	385.564	54.273	735.527	681.255	0.07	0.399	1.9	0.045
• Note: All units are in mm, except Cols. 8, 9, 10 and 11, which are dimensionless.										

Figura 9.- Equilibrio hidrológico cibernético para los datos de la cuenca del río Sarada.

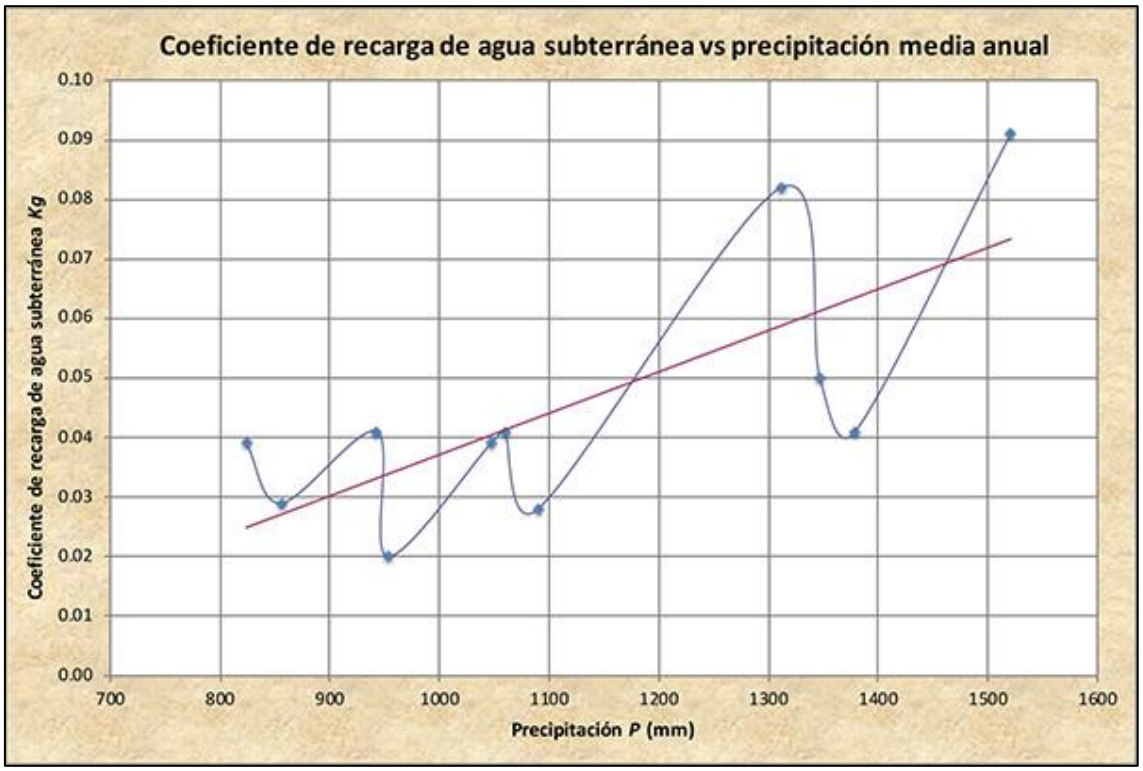


Figura 10.- Coeficiente de recarga de agua subterránea vs precipitación media anual; datos de la cuenca del río Sarada.

COEFICIENTES DE RECARGA Y RENDIMIENTO SOSTENIBLE

La recarga vertical del agua subterránea es la fracción de precipitación que alcanza el nivel freático. Para cualquier precipitación media anual y, por ende, para cualquier precipitación anual, el coeficiente de recarga puede interpretarse como la cantidad de agua que podría capturarse por bombeo, al mismo tiempo que se garantiza un rendimiento sostenible. Ostensiblemente, esta estrategia no compromete ninguna parte de la recarga (o descarga) casi horizontal. Cabe notar que la conversión de la descarga en recarga, como resultado directo del bombeo, ha sido un punto

contencioso en las evaluaciones de recursos de agua subterránea desde hace muchos años (Kazmann, 1956).

Para cualquier cuenca hidrográfica, el coeficiente de recarga debe evaluarse siguiendo el equilibrio o balance hidrológico cibernético descrito en este artículo (Ponce, 2018). Dada la variabilidad hidrológica natural, en cualquier año, la producción sostenible de agua subterránea, es decir, la cantidad permisible de captura, podría basarse prácticamente en la cantidad de precipitación que ocurrió en el año anterior. Las cantidades de reabastecimiento artificial, descarga rechazada y/o flujos de retorno, de haberlos, pueden agregarse a la recarga vertical (natural) en este momento (Ponce, 2007).

RESUMEN Y CONCLUSIONES

Los conceptos de rendimiento seguro y rendimiento sostenible del agua subterránea se analizan y comparan en el contexto de un equilibrio o balance hidrológico. Todos los flujos de recarga y descarga son debidamente contabilizados. Como el agua subterránea es un flujo, no un volumen, el aprovechar la recarga natural casi horizontal puede comprometer los derechos de otros usuarios en las cercanías, incluidos los ecosistemas naturales, humedales, cuerpos de agua, y el flujo base de los ríos. Aquí argumentamos que la recarga vertical, es decir, la recarga que se origina en la precipitación local, es la única recarga que puede ser aprovechada libremente en la captura de aguas subterráneas si se quiere evitar comprometer los derechos de terceros.

Se desarrolla una metodología para evaluar la recarga vertical. La metodología se basa en el equilibrio o balance hidrológico cibernético de L'vovich, incluida la definición de un coeficiente de recarga de agua subterránea (L'vovich, 1979). Este coeficiente representa la fracción de precipitación que alcanza el nivel freático; por lo tanto, se puede usar para evaluar el rendimiento sostenible del agua subterránea. Cualquier cantidad de captura de aguas subterráneas por encima de la recarga vertical debería demostrar, mediante estudios ecohidrológicos y de flujo de base, que no afecta significativamente los derechos establecidos. La calculadora balance hídrico en línea 2 asiste al análisis.

RECONOCIMIENTOS

Los autores desean reconocer a Donna Tisdale y a los vecinos de la comunidad de Boulevard, en el sureste del condado de San Diego, California, EE.UU., por su apoyo a la investigación teórica y aplicada en el tema de la sostenibilidad del agua subterránea en los últimos 12 años. Los datos de la cuenca del río Sarada fueron proporcionados por el Dr. Y. R. S. Rao, científico del Instituto Nacional de Hidrología, Roorke, India.

REFERENCIAS

Alley, W. M., T. E. Reilly, y Franke (1999). *Sustainability of groundwater resources*. U.S. Geological Survey Circular 1186, Denver, Colorado, 79 p.

Kazmann, R. G. (1956). *"Safe yield" in ground water development: Reality or illusion?* Journal of the Irrigation and Drainage Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 82, No. IR3, November, Paper 1103.

Lee, C. H. (1915). *The determination of safe yield of underground reservoirs of the closed-basin type*. Transactions, American Society of Civil Engineers, Vol. LXXVIII, Paper No. 1315, 148-218.

L'vovich, M. I. (1979. *World water resources and their future*. Translation from Russian by Raymond L. Nace, American Geophysical Union.

Ponce, V. M., y A. V. Shetty (1995). *A conceptual model of catchment balance: 2. Application to runoff and baseflow modeling.* Journal of Hydrology, 173, 41-50.

Ponce, V. M., R. P. Pandey, y S. Ercan (2000). *Characterization of drought across climatic spectrum*. Journal of Hydrologic Engineering, ASCE, Vol. 5, No. 2, April, 222-224.

Ponce, V. M. (2006). *Groundwater utilization and sustainability*. Online article.

Ponce, V. M. (2007). *Sustainable yield of groundwater*. Online article.

Ponce, V. M. (2014). *Effect of groundwater pumping on the health of arid vegetative ecosystems*. Online article.

Ponce, V. M. (2014). *Engineering hydrology: Principles and practices*. Online textbook.

Ponce, V. M. y B. Vuppalapati (2015). The myth of groundwater resource evaluation. Online article.

Ponce, V. M. (2018). *Why is the cybernetic hydrologic balance better suited for yield hydrology than the conventional approach?* Online article.

Prudic, D. E., y M. E. Herman (1996). *Ground-water flow and simulated effects of development in Paradise Valley, a basin tributary to the Humboldt River, in Humboldt County, Nevada*. U.S. Geological Survey Professional Paper 1409-F.

Sophocleous, M. (1997). *Managing water resources systems: Why "safe yield" is not sustainable*. Editorial, Ground Water, Vol. 35, No. 4, July-August, 561.

Theis, C. V. (1940). *The source of water derived from wells: Essential factors controlling the response of an aquifer to development*. Civil Engineering, Vol. 10, No. 5, May, 277-280.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

APLICAÇÃO DO MODELO SWMM PARA AVALIAÇÃO DE TÉCNICA LID COM VALORIZAÇÃO DE CURSO D'ÁGUA

Fabiana Lanzillotta da Fonseca, Celso Romanel e Ernani de Souza Costa
PUC-RIO - Mestrado Profissional em Engenharia Urbana e Ambiental, Rua Marquês de São Vicente 225, Gávea, Rio de Janeiro, Brasil, fabilanzi1@gmail.com, celso.romanel@gmail.com, diretoria@conen.com.br

RESUMO:

O processo de urbanização no Brasil se iniciou de forma rápida e desordenada causando inúmeros impactos sociais e ambientais. As transformações do meio natural, principalmente a impermeabilização do solo, reproduziram um contexto onde o escoamento superficial é o principal fluxo de saída das precipitações, ocorrendo a redução dos processos de infiltração e evapotranspiração, com a consequente frequência de inundações. A partir de técnicas de baixo impacto ambiental (LID) é possível desenvolver projetos em que dispositivos de infiltração contribuam para a redução da precipitação excedente, assim como para a integração de áreas verdes no ambiente urbano. Utilizando o modelo hidrológico-hidráulico *Storm Water Management Model* (SWMM), desenvolveram-se cenários comparativos para analisar a contribuição de infiltração e evaporação gerada pela introdução de biovaletas nas margens do rio das Tintas, localizado na cidade do Rio de Janeiro. A partir disso, contatou-se que estes dispositivos trazem resultados positivos para a redução do escoamento superficial na bacia, assim como inserem conceitos sustentáveis para o meio. A integração de técnicas LID com intervenções urbanísticas que valorizem o meio hídrico, e medidas intensivas para o amortecimento de cheias, transformam a paisagem e aumentam a resiliência urbana.

ABSTRACT:

The increasing process of urbanization in Brazil began in a fast and disorderly way causing numerous social and natural impacts. The transformations of the watersheds, mainly waterproofing of soil, generated the increase of the surface runoff and the reduction of infiltration and evapotranspiration processes, providing floods frequently. Using low environmental impact techniques (LID) it is possible to develop projects which contribute to reduce the surface runoff and to the integration of green areas into the cities. Using the hydrological-hydraulic model Storm Water Management Model (SWMM), comparative scenarios were developed to analyze the contribution of infiltration and evaporation generated by the introduction of bio-retention cells in the Tintas river, located in the city of Rio de Janeiro. From this, it was concluded that these devices bring positive results to the watershed and insert sustainable concepts in the area. The integration of LID techniques with urban interventions that value the watercourses, and intensive measures for flood dampening, transform the landscape and increase urban resilience.

PALAVRAS CHAVES: drenagem urbana; LID; SWMM; valorização de curso d'água

INTRODUÇÃO

O adensamento urbano nos países em desenvolvimento resultou em altas concentrações populacionais nos núcleos urbanos e no incremento da desigualdade social, acarretando a existência de aglomerados urbanos em condições precárias e muitas vezes ocupando locais de risco. Este tipo de estruturação provocou diversas intervenções no meio natural. As bacias hidrográficas foram impactadas com a poluição hídrica, a impermeabilização do solo e a retificação de cursos d'água.

A implantação de infraestruturas adequadas não acompanhou o crescimento urbano na maioria dos grandes centros. As alterações nas bacias hidrográficas, principalmente a impermeabilização do solo, proporcionaram o incremento do escoamento superficial. Com isso, estes processos provocaram inundações frequentes durante eventos de chuvas intensas, as quais trazem malefícios para a sociedade e o meio ambiente Desta forma, ao longo do tempo, foram desenvolvidas diversas soluções acompanhadas de técnicas as quais objetivam mitigar as cheias urbanas.

A Figura 1 demonstra, simplificadamente, três tópicos decorrentes de efeitos diretos da intensa urbanização do meio (Fonseca, 2018). Os assuntos dispostos demonstram suas respectivas consequências e determinam soluções, caracterizadas em pontilhado, para mitigar os problemas gerados pela sociedade ao transformar o meio natural.

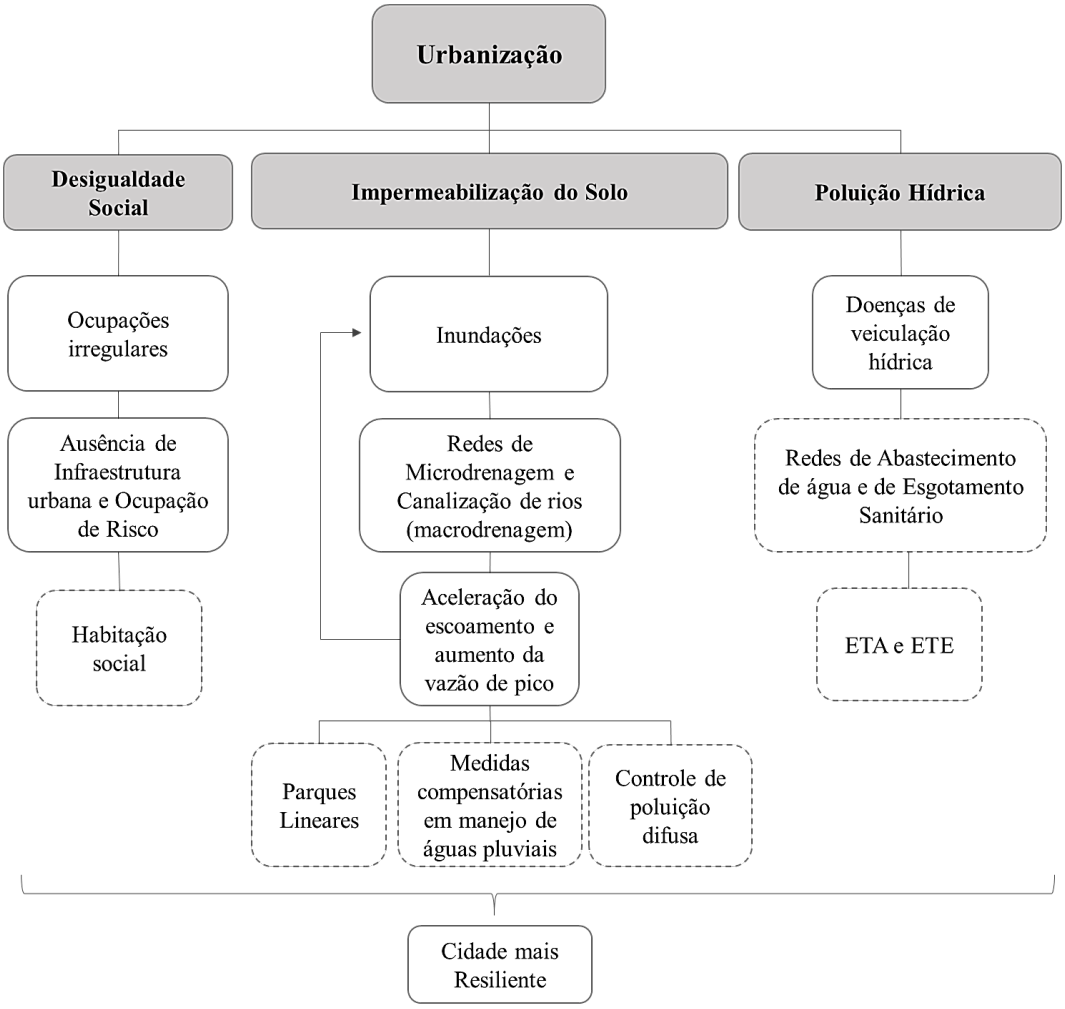


Figura 1.- Modelo conceitual referente aos impactos da urbanização

Com isso, este estudo objetiva a exposição e aplicação de medidas de baixo impacto ambiental (LID) para a redução do escoamento superficial, integradas às ações que valorizam os cursos d'água e produzem modificações positivas para a paisagem urbana e o sistema socioecológico. A partir disso, utiliza-se como linha metodológica a avaliação de biovaletas dispostas na margem de um curso

d'água, localizado em uma bacia hidrográfica urbana na cidade do Rio de Janeiro, utilizando o modelo hidrológico-hidráulico *Storm Water Management Model* (SWMM).

TÉCNICAS LID E A VALORIZAÇÃO DE CURSOS D'ÁGUA

Técnicas que visam a execução de sistemas de drenagem mais sustentáveis, estão sendo desenvolvidas em todo o mundo como estratégia para controlar as grandes vazões geradas em curto tempo e tentar resgatar as condições hidrológicas e as funções ecológicas das bacias hidrográficas urbanas (Fonseca, 2018). Diversas propostas relacionadas à drenagem urbana sustentável vêm sendo elaboradas ao longo dos anos, demonstrando a evolução dos conceitos no que se refere à integração da natureza com o meio urbano.

Os estudos relacionados à gestão da drenagem urbana apresentam uma gama de conceitos que vêm evoluindo e desenvolvendo propostas que visam, além da mitigação das inundações, a introdução de práticas que atraem benefícios sociais e ecológicos. A Figura 2 apresenta este crescimento, citando quais são as práticas que vêm sendo implantadas em prol de um ambiente mais resiliente.

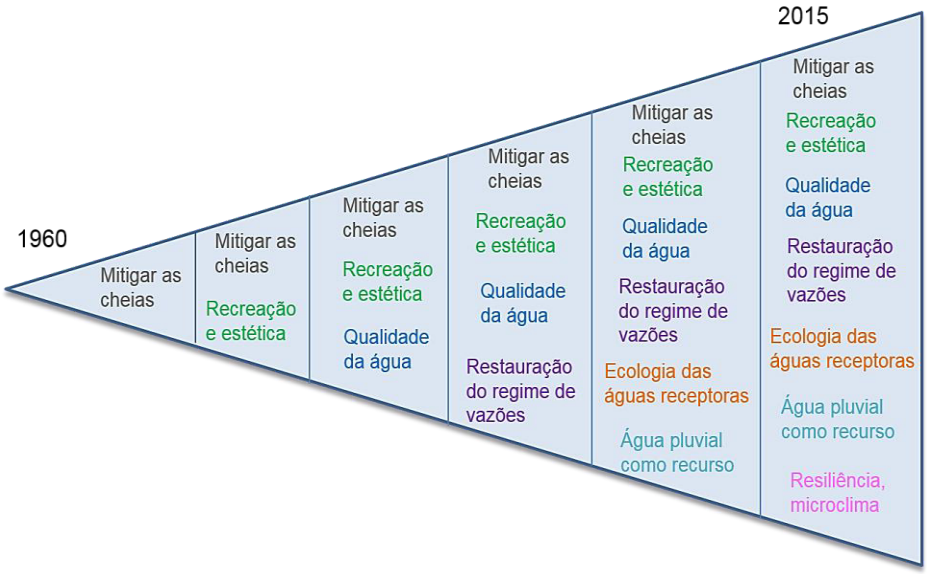


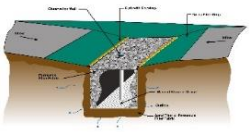
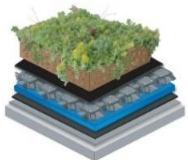
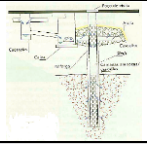
Figura 2.- Evolução da gestão de drenagem urbana (Fletcher *et al.*, 2015 *apud* Jacob, 2015)

No início da década de 70, principalmente nos Estados Unidos e Canadá, foi implementada uma abordagem pioneira no contexto de drenagem urbana, as denominadas BPM's (*Best Management Practices*), ou seja, melhores práticas de gestão. São um conjunto ações planejadas para a minimização dos impactos negativos gerados pela urbanização, principalmente no que se relaciona com a dissipação da poluição difusa e a consequente manutenção dos padrões de qualidade das águas escoadas (Fletcher *et al.*, 2015).

O termo LID (*Low Impact Development*), ou seja, desenvolvimento de baixo impacto ambiental, se caracteriza como a evolução dos BMP's, de forma que os projetos elaborados estão associados à paisagem multifuncional, incorporando técnicas de infiltração e armazenamento que buscam assemelhar-se as características da bacia pré-urbanizada. Além destes, outros termos como os SUD's (*Sustainable urban drainage systems*), ou o sistema WSUD (*Water sensitive urban design*) e os conceitos de infraestrutura verde propõem o controle de quantidade e/ou qualidade das águas pluviais, bem como o planejamento da conservação e restauração dos recursos naturais.

Dentre algumas das técnicas de baixo impacto ambiental que visam o controle na fonte das águas pluviais, estão as medidas de infiltração. Estas objetivam a redução do volume de chuva excedente a partir da penetração das águas nos espaços vazios existentes no solo ou na estrutura de controle, de forma a ocorrer o armazenamento temporário levando a infiltração e percolação das águas no solo (Gomes, 2005). O Quadro 1 apresenta alguns dispositivos de infiltração muito utilizados para a redução do escoamento superficial e suas respectivas finalidades.

Quadro 1.- Tipos de dispositivos de infiltração

Dispositivo	Imagem	Descrição	Finalidade	Fonte
Trincheira de Infiltração		Estrutura formada por uma vala escavada, preenchida com material granular, de forma a captar pequeno volume de águas pluviais a infiltrar no solo.	Estruturas longitudinais construídas para captar as águas pluviais, provenientes do escoamento superficial, e facilitar sua infiltração.	Sousa (2012)
Valetas de infiltração / Biovaletas		Jardins lineares preenchidos por vegetação, em cotas mais baixas ao longo de vias e em áreas de estacionamentos.	Favorecem a infiltração e filtram os poluentes trazidos pelo escoamento superficial ao longo de seu substrato e da vegetação. Realiza-se manutenção para a retirada do material acumulado.	Herzog (2010)
Jardins de Chuva		São jardins em cotas mais baixas que recebem as águas da chuva de superfícies impermeáveis adjacentes.	Causam a redução, retenção, infiltração e filtragem de água, diminuindo o escoamento superficial e aumentando a evapo-transpiração.	Comier (2008)
Pavimentos Porosos		Consiste de um pavimento de asfalto ou concreto onde foram retirados os agregados mais finos. Existem diversas variações de pavimento poroso.	O pavimento reduz a área impermeável e sua principal aplicação é em estacionamento de veículos e calçadas.	Tomaz (2009)
Telhado Verde		Estrutura utilizada na cobertura da edificação composta por vegetação e camadas capazes de filtrar e reservar temporariamente as águas pluviais.	Possui vantagens como: conforto térmico; melhor qualidade do ar; paisagismo; redução de ruídos e do escoamento superficial; e aproveitamento das águas pluviais.	Nunes (2017) e Boni (2015)
Poços de Infiltração		Estrutura de infiltração e reservação de águas pluviais. Implantados em locais onde o espaço é restrito.	Reduz os picos de cheia a jusante. Existem diversas metodologias de execução. Para a operação verificar se o NA é sufucientemente baixo e se o tipo de solo é adequado.	Canholi (2005) e Nunes (2017)

A valorização dos cursos d'água é parte integrante no planejamento de projetos que visam realçar os meios hídricos utilizando medidas de infiltração e desenvolvendo um ambiente sustentável e multidisciplinar para a sociedade. De acordo com Friedrich (2007), existem diversos conceitos e estratégias utilizados para a realização de intervenções nas áreas constituídas de cursos d'água. Dentre alguns destes conceitos tem-se a valorização; a recuperação ou restauro; a preservação ou conservação; e as mitigações.

Segundo Saraiva (1999) *apud* Friedrich (2007), o conceito de valorização está associado à interação dos cursos d'água, que representam espaços de caráter natural, como os parques, zonas verdes, áreas abertas e espaços recreativos. A partir disto, utiliza-se os conceitos de recuperação ou conservação para mitigar as áreas hídricas degradadas no contexto urbano e mantê-las dentro dos padrões admitidos.

Considerando esta perspectiva sustentável de recuperação e conservação, vêm sendo incorporado à paisagem urbana tipologias de infraestrutura verde, tanto em edifícios e áreas particulares como em parques urbanos e lineares. Uma das principais metas da infraestrutura verde é a integração dos sistemas ecológicos com os sistemas antrópicos, estabelecendo conexões por meio de corredores verdes formados por parques lineares, largos e praças (Fonseca, 2018).

Os sistemas ecológicos ou naturais apresentam características da geologia, hidrologia e biologia, por outro lado, os sistemas antrópicos são responsáveis por introduzir valores sociais, de mobilidade urbana e conceitos metabólicos (Herzog, 2013). As técnicas de infiltração são dispositivos de infraestrutura verde essenciais para estabelecer esta interação entre sistemas. A partir disso, vêm

sendo elaborados diversos projetos de parques urbanos e lineares dispostos de ambientes verdes, áreas de lazer, ciclovias, biodiversidade e cultura.

O MODELO HIDROLÓGICO-HIDRÁULICO SWMM

A partir de modelos são realizadas representações físicas ou matemáticas da realidade, buscando reproduzir o comportamento de um sistema com o objetivo de prever a resposta deste de acordo com os dados de entrada impostos (PDMAP, 2013). O sistema considerado em drenagem urbana é a bacia hidrográfica, esta é analisada através de modelos matemáticos hidrológicos e hidráulicos analisando as vazões e os níveis de cheias conforme determinado evento de precipitação e características específicas da bacia.

Existem diversos modelos hidrológico-hidráulico aplicados à drenagem urbana. Para a avaliação realizada neste estudo, será utilizado o modelo *Storm Water Management Model* (SWMM), do US-EPA, de domínio público, utilizado por vários pesquisadores no âmbito da micro e macrodrenagem. Para o cálculo hidrológico o modelo considera que cada sub-bacia é tratada como um reservatório não-linear, cujas contribuições são provenientes da precipitação e das sub-bacias a montante. Considera-se como fluxos de saída o escoamento superficial, a infiltração e a evaporação.

A versão brasileira 5.00.22, utilizada no estudo apresentado neste trabalho, possibilita verificar o desempenho hidrológico dos dispositivos de baixo impacto ambiental (LID). O modelador pode optar por cinco tipos de medidas diferentes: bacias de filtração/biovaletas, trincheiras de infiltração, pavimentos permeáveis, cisternas e vales de infiltração sem dreno.

O modelo computacional tem como princípio a divisão das sub-bacias em áreas permeáveis e impermeáveis, sendo somente nas áreas permeáveis o cálculo da parcela infiltrada no solo. O SWMM permite o uso de quatro métodos para o cálculo da infiltração: Green-Ampt, Curva Número, Horton e Horton modificado, sendo todos os parâmetros relacionados ao tipo e condição do solo. Para a inserção da técnica LID, deve-se ajustar as propriedades relativas à porcentagem de área impermeável, de forma a compensar a área da sub-bacia que agora é ocupada pelo dispositivo LID determinado.

APLICAÇÃO DE TÉCNICA LID EM BACIA HIDROGRÁFICA URBANA

Com o intuito de aplicar as técnicas LID, utilizando o modelo SWMM, e almejar a valorização de determinada área urbana, foram desenvolvidos cenários antes e após a introdução de biovaletas nas margens do rio das Tintas, na Rua Barão de Capanema (Fonseca, 2018). Este curso d'água está localizado na bacia hidrográfica do rio das Tintas, a qual está inserida na bacia do Sarapuí, situada na cidade do Rio de Janeiro, Brasil.

A proposta de disposição das biovaletas nas margens do canal, juntamente com a introdução de ciclovias e áreas de lazer integradas ao curso d'água, apontam um cenário onde favorece a valorização do local e do meio hídrico, trazendo interação entre o meio ambiente e a sociedade. A Figura 3 apresenta a região onde serão distribuídos os dispositivos LID dentro da bacia do rio das Tintas. Além disso, é representada a proposta de revitalização do local, demonstrando as regiões determinadas para as áreas recreativas e as ciclovias, as quais devem ser compostas, preferencialmente, por pavimentos porosos.

Esta região foi escolhida estrategicamente, porque além de possuir diagnósticos de inundações e alagamentos frequentes, apresenta locais disponíveis para a realização de intervenções urbanísticas, ademais, a área é fechada para o lazer durante os domingos e feriados. Para a disposição do novo cenário, optou-se, já que se trata de uma via em uma região residencial, por reduzir as passagens de automóveis, estimulando o uso de transporte não-motorizado.

As dimensões das ciclovias, assim como a faixa de rolamento, foram estipuladas de acordo com os parâmetros mínimos estabelecidos pela Subsecretaria de Obras e Projetos Viários da Prefeitura do Rio de Janeiro (2013). Para a segurança dos pedestres e ciclistas optou-se por

estabelecer, além da largura mínima de 1,20 metros para a ciclovia unidirecional, uma faixa de serviço para arborização e iluminação pública (Prefeitura do Rio de Janeiro, 2013).

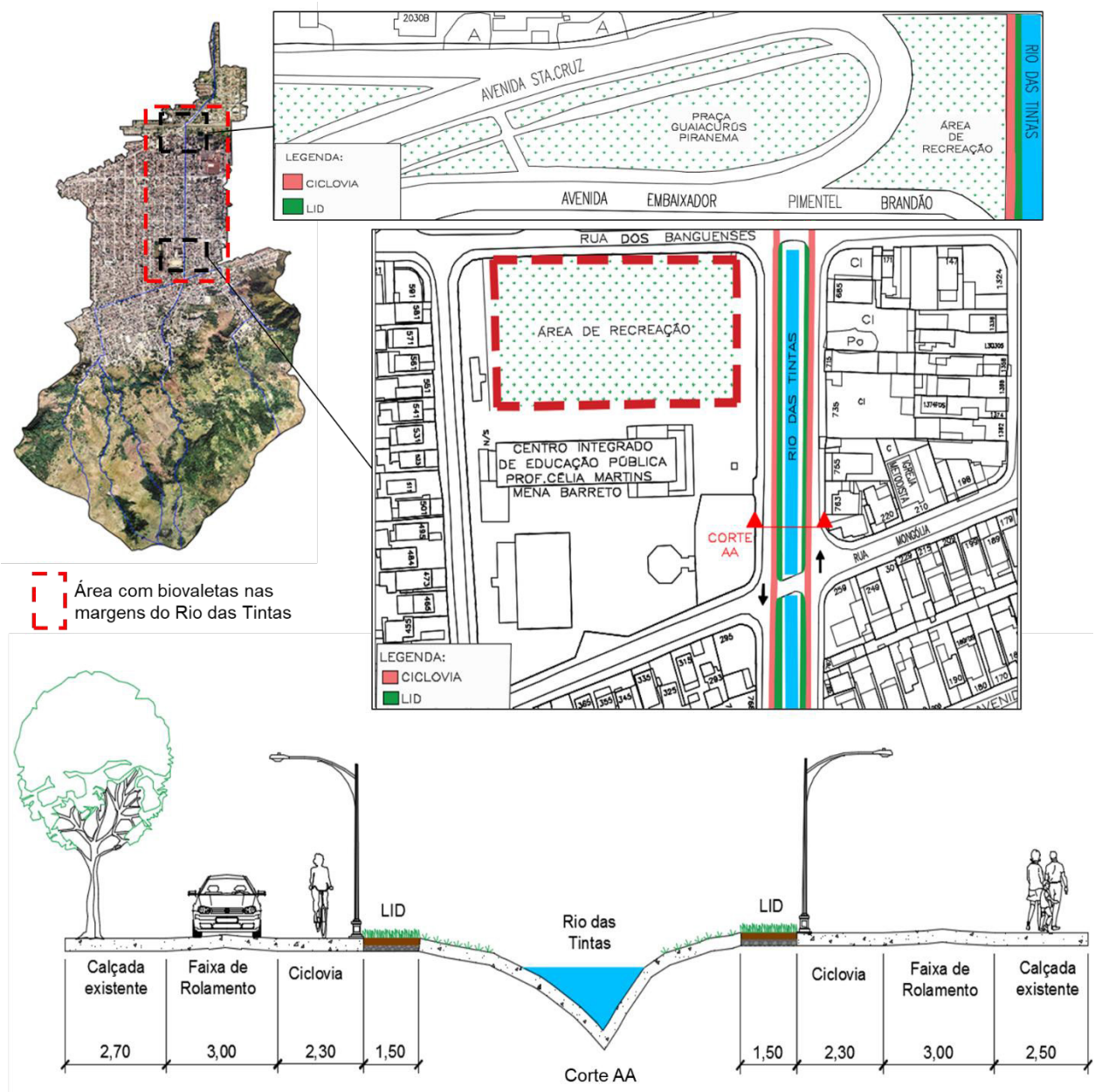


Figura 3.- Localização e demonstração das intervenções propostas

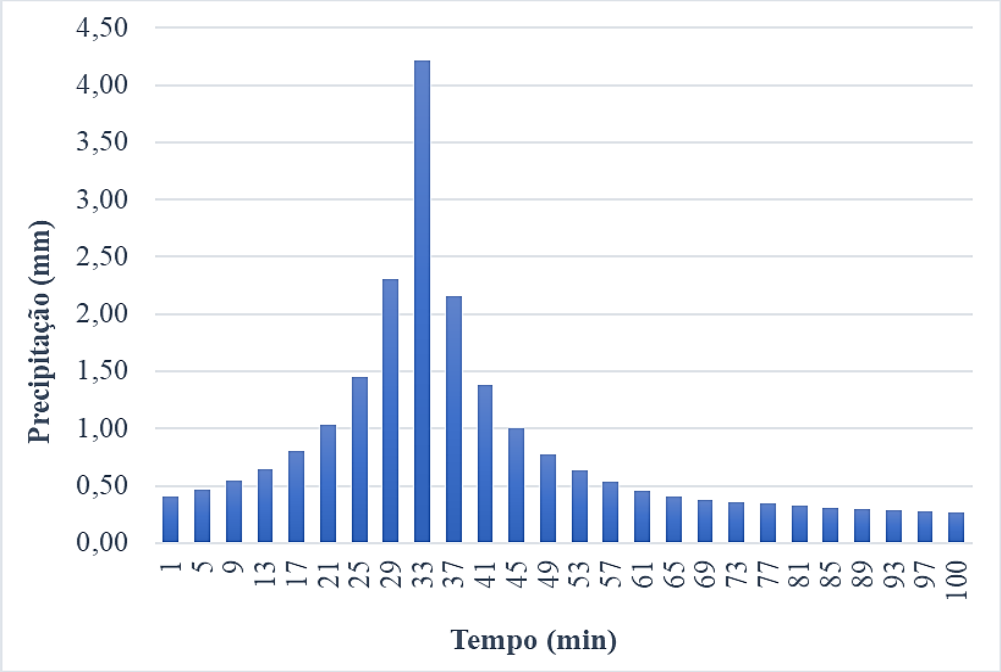
Quanto as áreas de recreação, recomenda-se a inclusão de equipamentos urbanos de lazer na região localizada acima do reservatório de detenção, o qual será implantado de acordo com uma proposta de intervenção hidráulica para amortecimento das cheias na região (Fonseca, 2018). Sugere-se, ainda, a integração da Praça Guaicurus Piranema com as intervenções a serem realizadas nas margens do Rio das Tintas, adicionando áreas de recreação ao parque e trazendo vitalidade para o local. Também seria interessante o incentivo da iniciativa pública quanto a implementação de eventos culturais na área.

A avaliação do comportamento dos dispositivos LID foi realizada, primeiramente, diagnosticando o cenário atual. Para tal, diversos dados foram coletados para serem impostos no modelo SWMM. Foram introduzidas informações de cada sub-bacia discretizada, obtidas em acervos técnicos de órgãos municipais, bem como outras fontes de consulta.

Os dados referentes às precipitações são inseridos no modelo com base em uma série temporal determinada a partir de um hietograma em blocos alternados, conforme demonstrado no Gráfico 1,

desenvolvido de acordo com o método do hidrograma unitário. Para isto, a intensidade das chuvas foi calculada pela equação IDF (intensidade-duração-frequência), considerando os parâmetros específicos do pluviômetro de Bangu (Rio Águas, 2010), tempo de recorrência de 25 anos e tempo de concentração determinado de acordo com as equações de Kerby, George Ribeiro e do método cinemático.

Gráfico 1.- Hietograma para a precipitação de projeto



O solo da região foi classificado, de acordo com o método SCS como classe C (Embrapa, 2004 e Sartori *et al*., 2005). Este método foi utilizado para o cálculo da parcela infiltrável nas áreas permeáveis das sub-bacias. A partir disso, determinou-se um CN (*Curve Number*) equivalente a 74 para as áreas de floresta e de 85 para a área urbana. Sendo assim, foi realizada uma média ponderada em cada sub-bacia discretizada para determinação dos respectivos CN's.

Os dados de climatologia foram extraídos do Banco de Dados Meteorológicos para Ensino e Pesquisa (BDMEP) do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET). Para este estudo, foram selecionados dados das temperaturas máximas e mínimas; da evaporação; e da velocidade média do vento. Para esta análise, utilizou-se o período de janeiro de 2015 até o início de abril de 2017.

Realizando a simulação no modelo SWMM, foram verificados os resultados referentes à evaporação e as vazões geradas pelo escoamento superficial de cada sub-bacia, para posterior comparação com os dados obtidos no próximo cenário. Para isto, o modelo apresenta para cada dispositivo LID, uma disposição de camadas com características específicas. As biovaletas, ou também denominado pelo *software* como bacias de filtração, apresentam um arranjo conforme demonstrado pela Figura 4.

O modelo solicita a atribuição de propriedades para cada camada necessária. Estas características são apresentadas através do Quadro 2. A inclusão destes dados no modelo SWMM ocorre com a criação do controle LID, o qual está inserido nas opções de hidrologia do modelo. O controle criado é incluído em cada sub-bacia de interesse, sendo necessária a redução da área impermeável da sub-bacia de forma proporcional à nova área LID inserida. Foram admitidas as técnicas mencionadas nas sub-bacias da Rua Barão de Capanema, ao longo das duas margens do canal.

A partir disso, simulou-se a bacia com a introdução dos dispositivos LID, sendo possível avaliar o comportamento destes em cada sub-bacia discretizada. Analisando os impactos gerados no sistema, verifica-se que as biovaletas de cada sub-bacia resultaram em uma perda por evaporação de

3,6% e uma perda por infiltração de 11,5% da precipitação total interceptada nas áreas ocupadas pelos dispositivos.

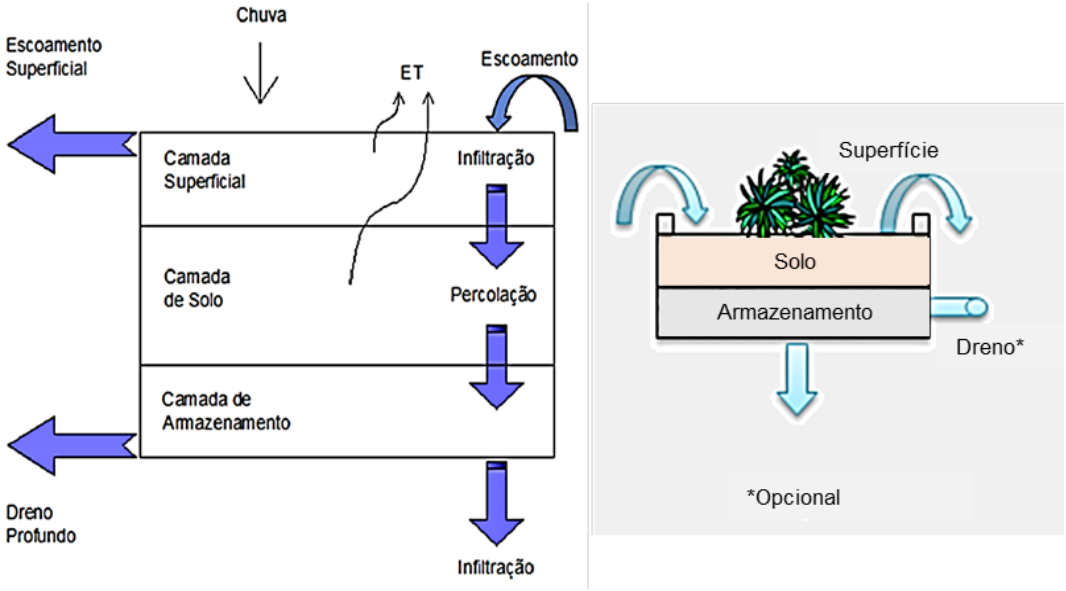


Figura 4.- Representação do controle LID (LENHS, 2012)

Quadro 2.- Características atribuídas as camadas dos dispositivos LID

	Característica	Valor
Camada Superficial	Profundidade de Armazenamento (mm)	100
	Cobertura Vegetal	0,6
	Rugosidade Superficial	0,24
	Declividade Superficial (%)	0,8
Camada de Solo (Solo Franco Arenoso)	Espessura (mm)	700
	Porosidade	0,453
	Capacidade de Campo	0,19
	Ponto de murcha	0,085
	Condutividade Hidráulica (mm/h)	10,92
	Declividade de Condutividade	5
	Potencial Matricial (mm)	109,98
Camada de Armazenamento (infiltração para o solo classe C)	Altura (mm)	200
	Índice de Vazios	0,6
	Taxa de Filtração (mm/h)	5,05
	Fator de Colmatação	0

Considerando as perdas decorrentes de cada sub-bacia como um todo, é possível analisar, através do Quadro 3, o comportamento do escoamento superficial nos momentos anteriores e posteriores a inclusão dos controles LID. Verifica-se que a redução de vazão concorda com a porcentagem ocupada pelos dispositivos nas sub-bacias. Ou seja, a área de ocupação da técnica LID é muito pequena em relação à área total da sub-bacia, sendo assim a porcentagem de perda por infiltração e evaporação é reduzida. De acordo com esta análise, verificamos que os resultados apresentam valores positivos, e se consideramos que as técnicas de controle LID podem ser aplicadas

em grandes áreas, poderemos obter resultados ainda mais significativos no que concerne à redução do escoamento superficial.

Quadro 3.- Redução gerada com a inserção do controle LID

Sub-bacias	Escoamento Superficial anterior ao LID (L/s)	Escoamento Superficial posterior ao LID (L/s)	Diferença de Vazões (L/s)	% da Redução do escoamento superficial	% LID ocupada na Sub-bacia
S4.1	1004,89	991,39	13,50	1,34%	0,88%
S4.2	267,04	253,80	13,24	4,96%	2,98%
S4.3	1155,11	1141,41	13,70	1,19%	0,75%
S4.4	6769,22	6759,48	9,74	0,14%	0,13%
S4.5	5731,74	5721,21	10,53	0,18%	0,17%
S4.6	9235,22	9220,41	14,81	0,16%	0,20%
S4.7	3706,51	3699,68	6,83	0,18%	0,23%
S4.8	3941,30	3925,17	16,13	0,41%	0,32%

Além disso, cabe ressaltar, que a qualidade da água é um elemento de extrema importância para a valorização do meio hídrico. A partir de uma visita de campo e uma pesquisa sobre os projetos existentes para a área, foi possível verificar que o local possui grande parte da rede de esgotamento sanitário e de águas pluviais em sistema unitário.

A atual concessionaria F.AB. Zona Oeste S.A., dentro do período estabelecido em contrato de concessão com o Munícipio do Rio de Janeiro, deverá implantar os projetos referentes ao sistema separador absoluto de esgotamento sanitário para a bacia em questão, o que reduzirá a poluição hídrica e os consequentes prejuízos causados à população e o meio ambiente. Ademais, durante a pesquisa de campo, verificou-se que há diversos pontos da bacia onde a disposição de resíduos sólidos é inadequada. Sendo assim, é imperativa a inclusão de programas de educação ambiental que instruam a sociedade quanto à importância da disposição correta dos resíduos sólidos, de forma que estes não contribuam para a poluição difusa, e consequentemente para a poluição hídrica.

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O desenvolvimento de diversas tecnologias e projetos com abordagens relacionadas ao manejo sustentável de águas pluviais, utilizando os conceitos referentes à interligação da natureza com o meio urbano, conduz a uma linha de pesquisa de extrema importância para a resiliência das cidades. A utilização de melhores práticas de gestão (BPM's), de técnicas de baixo impacto ambiental (LID) e de sistemas de drenagem sustentável (SUD's) contemplam um rol de intervenções caracterizadas pela conservação, restauração e valorização dos recursos naturais, empregando o conceito de multidisciplinaridade de sistemas como parte integrante das propostas desenvolvidas.

A partir da aplicação de técnica LID em uma bacia hidrográfica na cidade do Rio de Janeiro, utilizando o modelo hidrológico-hidráulico SWMM, foi possível avaliar o comportamento destes dispositivos e os benefícios que estes geram para o meio urbano. De acordo com os resultados encontrados, as biovaletas adotadas resultaram em uma perda por evaporação de 3,6% e uma perda por infiltração de 11,5% da precipitação total interceptada nas áreas ocupadas pelos dispositivos.

Ademais, considerando, que a área de ocupação dos controles LID é muito pequena em relação à área total da sub-bacia, tem-se uma porcentagem de perda por infiltração e evaporação proporcional à região ocupada pelas biovaletas. Desta forma, recomenda-se não somente a implantação destes dispositivos nas margens dos cursos d'água, mas também o uso de outras técnicas

de infiltração nos loteamentos e nas vias públicas, como por exemplo, os telhados verdes e os pavimentos porosos. A utilização de técnicas LID em grandes áreas proporciona resultados mais significativos no que tange à redução do escoamento superficial, principalmente quando planejado, de forma conjunta, com a implementação de medidas hidráulicas intensivas para o controle de cheias urbanas.

As alterações urbanísticas propostas para a região, juntamente com a inserção de biovaletas, trouxeram elementos que estabelecem a interação entre os sistemas naturais e antrópicos, valorizando a margem do curso d'água, agregando áreas de lazer e incentivando o uso de transporte não poluente. Portanto, são incluídos instrumentos que favorecem a manutenção de um meio ambiente saudável e fazem parte dos preceitos de sustentabilidade social e ambiental em busca do desenvolvimento sustentável.

Recomenda-se, para projetos futuros, que a área verde seja reproduzida nas margens da maioria dos canais da bacia hidrográfica do Rio das Tintas, desenvolvendo uma conexão da vegetação nativa com as áreas multifuncionais. Além disso, seria interessante a interligação, por meio de corredores verdes, da vegetação nativa da Serra de Bangu até a vegetação ripícola do exutório, implicando a existência de uma paisagem urbana onde os sistemas naturais estão conectados e podendo exercer suas funções bióticas e abióticas. Sendo assim, além destas ligações na bacia hidrográfica estudada, seria interessante avaliar a possiblidade do desenvolvimento de propostas que repliquem estas conexões para as demais bacias a jusante estabelecendo interligações até o exutório final.

Além disso, verifica-se que o uso de modelos computacionais como o SWMM auxilia na elaboração de estudos para o manejo sustentável de águas pluviais, portanto recomenda-se o uso de modelagens hidrológicas e hidráulicas como uma excelente ferramenta de análise, avaliação e execução de projetos para os gestores e pesquisadores.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Boni, Filipe. (2015). "Telhado verde: uma opção sustentável?". Revista: 2030Studio, Brasil.

Canholi J.F. (2013). "Medidas de Controle "in situ" do escoamento superficial em áreas urbanas: Análise de Aspectos técnicos e legais". *Dissertação de Mestrado em Engenharia*, PUC-SP, Brasil.

Canholi, A.P. (2005). *Drenagem urbana e controle de enchentes*. São Paulo: Oficina de Textos, Brasil.

Cormier, N.S; Pellegrino, P.R.M. (2008). "Infra-estrutura verde: uma estratégia paisagística para a água urbana". Paisagem Ambiente: ensaios, n. 25, USP, São Paulo, Brasil.

Embrapa (2004). *Mapeamento pedológico e interpretações úteis ao planejamento ambiental do Município do Rio de Janeiro.* Sergipe: Embrapa Tabuleiros Costeiros, Rio de Janeiro: Embrapa Solos, Brasil.

Fletcher, T.D. *et al.* (2015). "SUDS, LID, BMPs, WSUD and more – The evolution and application of terminology surrounding urban drainage". Urban Water Journal.

Fonseca F.L. (2018). "Manejo de águas pluviais com valorização de curso d'água: simulação computacional da Bacia do Rio Tintas". *Dissertação de Mestrado em Engenharia Urbana e Ambiental,* PUC-RIO, Rio de Janeiro, Brasil.

Friedrich, Daniela (2007). "O parque Linear como instrumento de Planejamento e Gestão das áreas de fundo de vale urbanas". *Dissertação de mestrado em planejamento urbano e regional*, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.

Gomes, A.H.P.G. (2005). "Identificação e avaliação de técnicas não convencionais para drenagem urbana com controle na fonte". *Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil*, UFF, Niterói, RJ, Brasil.

Herzog, C.P. (2010). "Infraestrutura verde: sustentabilidade e resiliência para a paisagem urbana. Rio de Janeiro". Rio de Janeiro, Brasil.

Herzog, C.P. (2013). *Cidades para todos: (re)aprendendo a conviver* com a natureza. Rio de Janeiro: Manuad X: Inverde, Brasil.

INMET (2017). Dados Históricos. Instituto Nacional de Meteorologia, Banco de dados meteorológicos para ensino e pesquisa, Brasil.

Jacob, A. C. P. (2015). "BMP, LID, SUDS, WSUD e Infraestrutura Verde – Práticas que revolucionam a Drenagem Urbana". Aquafluxus, Consultoria Ambiental em Recursos Hídricos, Brasil.

LENHS, UFPB (2012). *Manual do Usuário EPA SWMM 5.0 - Modelo de Gestão de Drenagem Urban*a. Procel Sanear, Eletrobrás, Paraíba, Brasil.

Nunes, D. M. (2017). "Gestão das Águas Pluviais Urbanas e Elementos da Infraestrutura Verde: Estudo de Caso da Bacia Hidrográfica do Rio Morto, Rio de Janeiro". *Dissertação de Mestrado em Engenharia Ambiental,* UERJ, RJ, Brasil**.**

PDMAP (2013). "Plano Diretor de Manejo de Águas Pluviais da Cidade do Rio de Janeiro - Bacia Hidrográfica do Rio Sarapuí. Área de Estudo I - Alto Sarapuí: Bacia do Rio das Tintas. Proposição análise e avaliação de intervenções de manejo de águas pluviais em bacia hidrográfica". Prefeitura do Rio de Janeiro. HidroStudio. Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica, Rio de Janeiro, Brasil.

Prefeitura do Rio de Janeiro (2013). "Anexo VI - Diretrizes de Projetos de Vias Urbanas". Secretaria Municipal de Obras, Subsecretaria de Obras e Projetos Viários, Coordenadoria Geral de Projetos, Rio de Janeiro, Brasil.

Rio-Águas (2010). *Instruções técnicas para elaboração de estudos hidrológicos e dimensionamento hidráulico de sistemas de drenagem urbana*. Prefeitura da cidade do Rio de Janeiro, Secretaria Municipal de Obras, Sub-secretaria de Gestão de Bacias Hidrográficas, Rio de Janeiro, Brasil.

Rossman, L. A.; Huber, W. C. (2016). Storm Water Management Model – Reference Manual. Volume I – Hydrology. (Revised). Cincinnati, OH: U. S. EPA.

Sartori, A. *et al.* (2005). "Classificação Hidrológica de Solos Brasileiros para a Estimativa da Chuva Excedente com o Método do Serviço de Conservação do Solo dos Estados Unidos Parte 1: Classificação". RBRH, Volume 10, n.4, Brasil.

Sousa, M. M. (2012). "Trincheiras de Infiltração". Aquafluxus, Consultoria Ambiental em Recursos Hídricos, Brasil.

Tomaz P. (2010). Curso de Manejo de águas pluviais. Capítulo 17 - Infiltração e condutividade K. Brasil.

Tomaz, Plínio. (2009). "Pavimento Poroso". Curso de Manejo de águas pluviais - Capitulo 6, 2009.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

ESTUDO EXPERIMENTAL DO CONCRETO PERMEÁVEL

Patricia Tainá da Silva Correa Antunes, Antônio Roberto Martins Barboza de Oliveira
Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Brasil, antunes-patricia@outlook.com, armbo@puc-rio.br

RESUMO:

Diferentemente dos pavimentos tradicionais, os pavimentos permeáveis permitem a infiltração da água pluvial na sua superfície, atenuando as cheias urbanas. O presente artigo analisou o concreto permeável visando a sua aplicação em calçadas como material de revestimento de pavimentos permeáveis. Desta maneira, foram preparadas sete diferentes misturas, variando principalmente o fator água cimento, o diâmetro do agregado e o percentual de cimento em relação à massa total. Para determinar as características hidráulicas e mecânicas do concreto permeável foram realizados cinco ensaios, sendo estes: massa específica, índice de vazios, permeabilidade à carga constante, resistência à compressão e resistência à tração na flexão. Com base nos resultados experimentais, foram analisadas as relações entre a composição dos traços e as características determinadas nos ensaios e foi definida a mistura mais adequada.

ABSTRACT:

Unlike traditional pavements, pervious pavements allow the infiltration of rainwater on the surface, mitigating urban floods. This paper analyzed the pervious concrete, aiming at its application as a surface of pervious pavements on the sidewalks. Seven different concrete mix designs were prepared, varying mainly the water-to-cement ratio, the aggregate size and cementitious materials. Intending to identify the mechanical and hydraulic characteristics, five types of tests were performed, as the following: unit weight, void ratio, permeability constant head, compressive strength and flexural tensile strength. Based on the experimental results, the relationships between the composition of concrete mix designs and the characteristics determined were analyzed, and the most suitable concrete mix was defined.

PALAVRAS CHAVES: concreto permeável; drenagem urbana; atenuação de cheias

INTRODUÇÃO

Com intuito de mitigar os efeitos negativos ocasionados pela urbanização, surgiram novas técnicas de drenagem urbana. Segundo Canholi (2014), essas técnicas têm como objetivo reproduzir o ciclo hidrológico natural, mitigando os picos de cheia e reduzindo a poluição difusa através de dispositivos de infiltração, retenção e transporte, tais como telhados verdes, trincheiras de percolação e pavimentos permeáveis.

Segundo Chandrappa & Biligiri (2016), os pavimentos permeáveis de revestimento poroso, tais como os de concreto poroso (ou permeável) e asfalto poroso, possuem vazios que são capazes de armazenar água pluvial, e ainda seus poros são capazes de reduzir o efeito das ilhas de calor. No entanto, a aplicação desses pavimentos apresenta as seguintes desvantagens: baixa resistência – permitindo sua aplicação apenas em locais de baixo tráfego, tais como calçadas e estacionamentos; e a possibilidade de colmatação ao longo de tempo, em caso de dimensionamento e manutenção inadequados. (Field *et al*, 1982; UDFCD, 2010).

Os pavimentos permeáveis podem ser classificados quanto ao tipo de infiltração no solo em: infiltração total (ou tipo A), infiltração parcial (ou tipo B), e sem infiltração (ou tipo C). Eles ainda podem ser classificados quanto ao tipo de revestimento em: concreto permeável (ou poroso), asfalto poroso, blocos de concreto vazados preenchidos com vegetação ou areia, grama reforçada (também denominado de segmentos de plástico preenchidos com grama). (Ballard *et al*., 2015).

A estrutura típica dos pavimentos permeáveis de concreto é formada principalmente pelas camadas: revestimento, base (ou reservatório) e subleito. Podem ainda compor a sua estrutura: a camada filtro, geomembrana, camada de assentamento e drenos. O revestimento é a camada superior do pavimento a qual deve permitir a infiltração da água, além de resistir aos esforços mecânicos. Neste trabalho será abordado o revestimento de concreto permeável.

O concreto poroso é feito de agregados graúdos graduados, cimento e água com pouco ou sem agregados finos. Em contraste com o concreto convencional, o concreto poroso apresenta o traço com uma baixa proporção de cimento, e essa menor quantidade é normalmente projetada para ser apenas a suficiente para ligar os agregados. (Yang, Jiang, 2002)

De acordo com Sonebi *et al* (2016), a combinação entre agregado de boa qualidade com a cobertura adequada de pasta de cimento resulta na formação de poros interconectados e desconectados; tal relação quando balanceada permite a formação de vazios, e por consequência, a infiltração da água e razoável resistência.

O presente artigo tem como objetivo estudar as características do material concreto permeável através da realização de ensaios mecânicos e hidráulico, a fim de entender a relação entre a constituição das amostras elaboradas e os resultados do ensaios; e, então definir o traço mais adequado para aplicação desse material como camada de revestimento para pavimentos permeáveis de calçadas. Este trabalho pretende ainda contribuir para disseminar o conhecimento técnico sobre os pavimentos permeáveis de concreto na América Latina. Segundo Chandrappa & Biligiri (2016), o pavimento permeável está sendo estudado e aplicado em várias partes do mundo, porém sua aplicação ainda não avançou em países em desenvolvimento devido à falta de especificações técnicas nesses países.

ESTUDO EXPERIMENTAL

MATERIAIS

Para o preparo do concreto permeável foram utilizados os materiais: cimento, água e agregado, conforme descritos abaixo.

Cimento

Foi utilizado o cimento Portland composto com escória de alto-forno de classe de resistência 32 MPa, CP II-E-32. A estrutura aberta do concreto poroso o torna mais vulnerável ao ataque por

sulfatos e menos resistente, desta maneira foi escolhido o cimento Portland composto com escória de alto forno o qual entre outras propriedades, quando comparado ao cimento Portland comum, melhora a resistência à corrosão por cloretos e sulfatos e a resistência final. A escolha da classe de resistência de 32 MPa se justifica para assegurar a resistência do concreto permeável requerida na ABNT NBR 16416:2005 para o tipo de utilização pretendido em calçadas (tráfego de pedestres).

Agregados

Foram utlizados agregados classificados como miúdos e graúdos, conforme classificação da ABNT NBR 7211:2009 de diâmetros variando entre 6,3 a 2,4 mm; e de diâmetros variando entre 9,5 a 6,3 mm.

PREPARO DAS AMOSTRAS

Foram preparadas 7 diferentes misturas, variando principalmente o fator água cimento, o diâmetro do agregado e o consumo de cimento, conforme apresentado na Tabela 1.

Tabela 1. - Composição dos traços estudados

Traço	Consumo de cimento [kg/m³]	Consumo de agregado [kg/m³]	Consumo de água [kg/m³]	Fator água cimento	Teor de agregado em relação ao cimento	Diâmetro do agregado (mm)		
						9,5 a 6,3 [%]	6,3 a 4,8 [%]	4,8 a 2,4 [%]
T1	180,00	1575,00	45,00	0,25	8,75:1	0	40	60
T2	225,00	1518,75	56,25	0,25	6,75:1	0	40	60
T3	270,00	1462,50	67,50	0,25	5,42:1	0	40	60
T4	315,00	1406,25	78,75	0,25	4,46:1	0	40	60
T5	315,00	1390,50	94,50	0,30	4,41:1	0	40	60
T6	315,00	1390,50	94,50	0,30	4,41:1	100	0	0
T7	315,00	1381,05	103,95	0,33	4,38:1	100	0	0

Para a elaboração dos traços estudados foi utilizado o misturador elétrico do tipo batedeira planetária. Foram moldados 3 corpos de prova para cada tipo de ensaio e traço.

As amostras foram compactadas manualmente por bastão metálico, todavia não foram vibradas, pois a alta intensidade de vibração pode ocasionar compactação excessiva e diminuição da porosidade e, consequentemente, da permeabilidade do concreto poroso.

ENSAIOS

Foram realizados cinco ensaios, sendo estes: massa específica, índice de vazios, permeabilidade à carga constante, resistência à compressão e resistência à tração na flexão. Os ensaios serão descritos abaixo.

Massa Específica e Índice de Vazios

Para o ensaio de massa específica e índice de vazios foram aferidas as massas das amostras na condição saturada, ao final do ensaio de permeabilidade, e posteriormente, na condição seca após secagem das amostras em estufa.

Permeabilidade à Carga Constante

O ensaio de permeabilidade à carga constante tem como objetivo determinar o coeficiente de permeabilidade.

O ensaio foi iniciado a partir da aplicação da tensão confinante e da leitura da poro-pressão até a amostra atingir à condição de saturação. Já no estado de saturação, foi imposta uma pressão maior na base e uma pressão menor no topo da amostra, a fim de estabelecer um fluxo ascendente de água através do concreto. A partir dos dados obtidos no ensaio, os cálculos para determinação do coeficiente de permeabilidade foram obtidos através da Lei de *Darcy*.

Resistência à Compressão

O ensaio de resistência à compressão uniaxial foi realizado em uma prensa hidráulica conectada à um software para aquisição de dados. A taxa de deslocamento da célula de carga foi de 0,5 mm/min.

Resistência à Tração na Flexão

Foram realizados os ensaios de resistência à tração na flexão do tipo 3 pontos em uma prensa hidráulica conectada à um software para a aquisição de dados. O ensaio de flexão em 3 pontos consistiu em aplicar uma carga crescente no meio do vão da amostra bi apoiada, com controle de deslocamento numa taxa de 0,2 mm/min.

RESULTADOS DO ESTUDO EXPERIMENTAL

As amostras moldadas com traço T1 foram descartadas, uma vez que houve muita perda de grãos apenas ao serem manipuladas. Essa desintegração pode ser justificada devido ao pouco volume de pasta para promover a ligação entre os grãos, devido a composição do traço T1 apresentar baixos teor de cimento (10%) e fator água cimento (0,25) e alto teor de agregado em relação ao cimento (8,75:1), conforme apresentado na Tabela 1. Para fins de comparação e registro da desintegração do corpo de prova, na Figura 1 são apresentados dois corpos de prova: o da esquerda é a amostra T1 e o da direita, T5.

Figura 1. – Comparação entre as amostras T1 e T5

A seguir serão apresentados os resultados dos ensaios das amostras T2 a T7.

Massa Específica e Índice de Vazios

As médias dos valores de massa específica (M1, M2 e M3) para cada traço variaram entre 1.610,13 a 1.822,84 kg/m^3. Todos os resultados obtidos ficaram dentro do intervalo esperado – 1600 a 2000 kg/m^3. (Tennis *et al*, 2004).

Já as médias dos valores obtidos de índice de vazios (E1, E2 e E3) para cada traço variaram entre 7,8% a 27,5%. As misturas T2 a T5 apresentaram índice de vazios abaixo do limite inferior do intervalo esperado para o concreto permeável de 15% a 40%, segundo Mulligan (2003). Isso ocorreu devido a faixa granulométrica dos agregados ser composta por pequenos diâmetros. Já as misturas T6 e T7 apresentaram valores de índices de vazios coerentes com os indicados na bibliografia.

Os resultados individuais das amostras, a média, o desvio padrão e o coeficiente de variação (CV) de cada traço estudado estão apresentados na Tabela 2 e na Tabela 3.

Tabela 2. – Resultados do ensaio de massa específica

Traço	M1 [kg/m³]	M2 [kg/m³]	M3 [kg/m³]	Média [kg/m³]	Desvio Padrão [kg/m³]	CV [%]
T2	1584,65	1640,18	1605,57	1610,13	28,04	1,74
T3	1689,59	1676,86	1624,65	1663,70	34,41	2,07
T4	1708,69	1751,98	1694,68	1718,45	29,87	1,74
T5	1778,72	1832,19	1810,55	1807,15	26,90	1,49
T6	1838,21	1823,70	1806,62	1822,84	15,81	0,87
T7	1694,50	1735,00	1708,00	1712,50	20,62	1,20

Tabela 3. – Resultados do ensaio de índice de vazios

Traço	E1 [%]	E2 [%]	E3 [%]	Média [%]	Desvio Padrão [%]	CV [%]
T2	7,50	7,70	8,10	7,80	0,30	3,93
T3	9,40	8,90	9,70	9,30	0,40	4,3
T4	9,40	9,90	10,10	9,80	0,40	3,91
T5	12,50	12,90	13,60	13,00	0,60	4,28
T6	22,30	22,00	21,20	21,80	0,60	2,6
T7	28,50	26,80	27,10	27,50	0,90	3,3

Permeabilidade

Os resultados dos coeficientes de permeabilidade (k1, k2 e k3), a média, o desvio padrão e o coeficiente de variação (CV) de cada traço estudado estão apresentados na Tabela 4. Os valores do coeficiente de permeabilidade encontrados variaram entre 0,014 cm/s e 0,323 cm/s.

Assim como nos resultados dos índices de vazios, as misturas T2 a T5 apresentaram coeficiente de permeabilidade abaixo do limite inferior do intervalo típico para o concreto permeável que, de acordo com Crouch (2004) *apud* Kevern *et al* (2006), devem estar entre 0,2 cm/s a 0,54 cm/s. Novamente pode-se explicar esse comportamento devido aos pequenos diâmetros da faixa granulométrica dos agregados.

As misturas T6 e T7 apresentaram valores de coeficiente de permeabilidade dentro do intervalo esperado.

A ABNT NBR 16416:2015 exige que o revestimento de concreto permeável tenha coeficiente de permeabilidade maior que 0,10 cm/s, desta maneira, apenas os traços T6 e T7 atenderiam esse critério e poderiam ser utilizados para construção de pavimentos permeáveis de concreto.

Tabela 4. – Resultados do ensaio de permeabilidade à carga constante

Traço	k1 [cm/s]	k2 [cm/s]	k3 [cm/s]	Média [cm/s]	Desvio Padrão [cm/s]	CV [%]
T2	0,0127	0,0136	0,0161	0,014	0,002	12,46
T3	0,038	0,054	0,047	0,046	0,008	17,31
T4	0,046	0,058	0,047	0,05	0,007	13,14
T5	0,065	0,068	0,075	0,069	0,005	7,40
T6	0,253	0,22	0,242	0,238	0,017	7,05
T7	0,313	0,325	0,33	0,323	0,009	2,71

Resistência à Compressão

Os resultados de resistência à compressão aos 28 dias (C1, C2, C3), a média, o desvio padrão e o coeficiente de variação (CV) de cada traço estudado estão apresentados na Tabela 5.

Durante os ensaios de resistência à compressão, foi observado que o rompimento do concreto poroso se deu na região da pasta de cimento entre os agregados, conforme ilustrado na Figura 2. Este comportamento era esperado, pois foi descrito por Mulligan (2003) o qual constatou que a resistência da ligação entre a pasta e o agregado é mais fraca do que a resistência dos mesmos.

Tabela 5. – Resultados do ensaio de resistência à compressão

Traço [MPa]	**C1** [MPa]	**C2** [MPa]	**C3** [MPa]	**Média** [MPa]	**Desvio Padrão** [MPa]	**CV** [%]
T2	3,04	1,57	2,35	2,32	0,74	31,79
T3	3,37	3,15	2,75	3,09	0,31	10,20
T4	3,21	4,81	4,24	4,09	0,81	19,83
T5	5,54	7,14	5,36	6,01	0,98	16,33
T6	7,49	5,27	5,09	5,95	1,34	22,42
T7	5	5,87	4,96	5,28	0,51	9,76

Figura 2. – Rompimento da amostra

De acordo com Tennis *et al* (2004), a resistência à compressão do concreto poroso varia entre 3,5 e 28 MPa. As resistências à compressão dos traços estudados ficaram dentro da faixa esperada, com exceção dos resultados dos traços T2 e T3, respectivamente 34% e 12% abaixo de 3,5 MPa. Esse resultado pode ser explicado devido ao baixo consumo de cimento na mistura dos traços T2 e T3, 180 e 225 kg/m^3, respectivamente.

Considerando o objetivo de aplicação do concreto permeável em calçadas, não foram utilizados aditivos e nem cimento de melhor desempenho nas misturas, por consequência, esperava-se baixos valores de resistência.

Resistência à Tração na Flexão

A Tabela 6 apresenta os resultados de resistência à tração na flexão aos 28 dias (T1, T2, T3) a média, o desvio padrão e o coeficiente de variação (CV) de cada traço estudado. Idêntico ao observado nos ensaios de resistência à compressão, o rompimento do concreto poroso durante os ensaios de resistência à tração na flexão também ocorreu na região da pasta de cimento entre os agregados.

Tabela 6. – Resultados do ensaio de resistência à tração na flexão

Traço [MPa]	**T1** [MPa]	**T2** [MPa]	**T3** [MPa]	**Média** [MPa]	**Desvio Padrão** [MPa]	**CV [%]**
T2	1,3	1,08	1,3	1,23	0,13	10,31
T3	1,53	1,58	1,32	1,48	0,14	9,43
T4	1,45	1,55	1,51	1,5	0,05	3,31
T5	2,37	2,47	1,87	2,24	0,32	14,57
T6	1,9	2,51	1,9	2,1	0,36	16,80
T7	1,69	1,56	1,78	1,68	0,11	6,62

De acordo com Tennis *et al* (2004), a resistência à tração na flexão no concreto poroso varia entre 1 e 3,8 MPa. As resistências obtidas ficaram dentro da faixa esperada, porém próximas ao limite inferior. A ABNT NBR 16416:2015 orienta que a resistência à tração na flexão para o concreto permeável moldado no local para tráfego de pedestres deve ser acima de 1 MPa. Considerando somente esse critério, seria possível aplicar todos os traços estudados em calçadas.

Relação entre Parâmetros

A Tabela 7 apresenta o resumo dos resultados dos ensaios. No presente item serão discutidas as relações entre os parâmetros obtidos nos ensaios e a composição das misturas estudadas, as quais foram apresentadas na Tabela 1.

Tabela 7. – Resumo dos resultados dos ensaios.

Traço	Massa Específica [kg/m³]	Índice de Vazios [%]	Coeficiente de Permeabilidade [cm/s]	Resistência à Compressão [MPa]	Resistência à Tração na Flexão [MPa]
T1	-	-	-	-	-
T2	1610,13	7,8	0,01	2,32	1,23
T3	1663,70	9,30	0,05	3,09	1,48
T4	1718,45	9,80	0,05	4,09	1,51
T5	1807,15	13,0	0,07	6,02	2,25
T6	1822,84	21,8	0,24	5,96	2,11
T7	1712,50	27,5	0,32	5,28	1,68

Massa Específica e Índice de Vazios

A Figura 3 apresenta o gráfico da relação entre massa específica e índice de vazios para os traços T2 a T7. Os dados obtidos demonstram forte correlação (R^2> 0,90) entre essas duas variáveis.

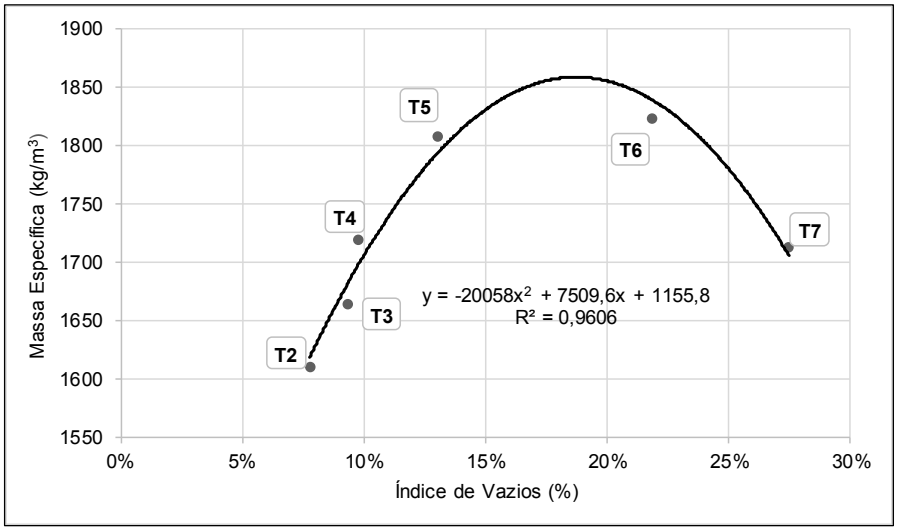


Figura 3. – Gráfico: Massa específica versus índice de vazios dos traços T2 a T7

Foi observado que pouco volume de pasta de cimento causava atrito entre os grãos, dificultando a moldagem dos corpos de prova, desta maneira, o aumento gradual do consumo de cimento e do fator água cimento - aplicados nos traços T2 a T5 - geraram maior volume de pasta, possibilitando uma compactação mais eficiente para o número de golpes aplicado. O resultado foi um melhor arranjo entre os agregados e, consequentemente, uma maior massa específica e maior índice de vazios.

No traço T6, foram mantidas as demais características da mistura T5 e aplicados agregados de diâmetros maiores, resultando em maior índice de vazios e menor massa específica. Já para o traço T7, foram mantidas as demais características da mistura T6 e aumentado o fator água cimento de 0,30 para 0,33, resultando em maior índice de vazios e menor massa específica.

A Figura 4 apresenta as seções transversais dos traços estudados, sendo facilmente perceptível o aumento significativo dos vazios nos traços T6 e T7, em relação à T5. Comparando-se a diferença entre as seções transversais dos traços da seção T6 e T7, nota-se sutilmente que houve acréscimo dos vazios, devido ao aumento do fator água cimento.

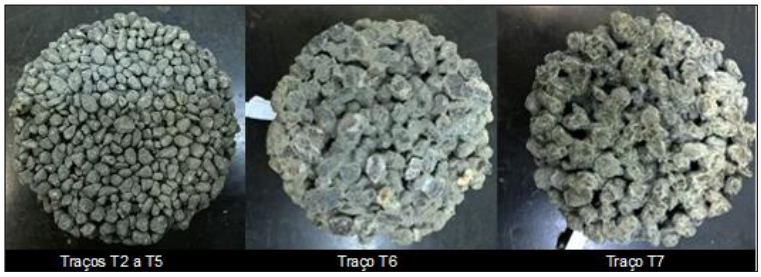


Figura 4. – Comparação entre as seções transversais das amostras T2 e T7

Resistências Mecânicas e Consumo de Cimento

Conforme demonstrado na Tabela 7, o consumo de cimento foi aumentado do traço T2 a T4, resultando em resistências à compressão e tração na flexão maiores.

O gráfico apresentado na Figura 5 demonstra a forte correlação (R^2=1) entre os valores de consumo de cimento (kg/m^3) e as resistências à compressão e à tração na flexão (MPa), indicando que o percentual de cimento em relação à massa aumenta as resistências mecânicas.

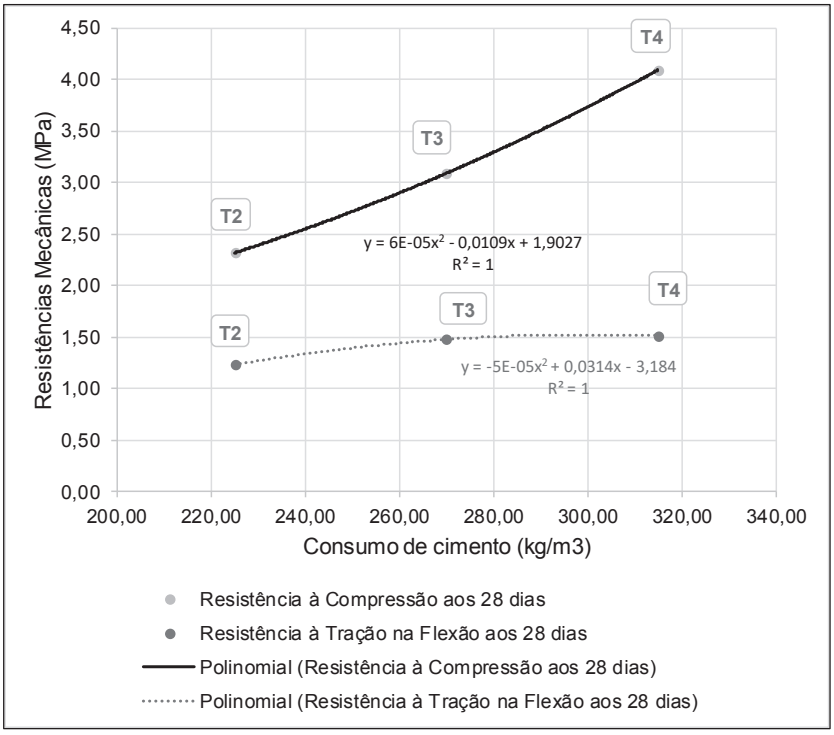


Figura 5. – Gráfico: Resistência à compressão versus consumo de cimento

Segundo Yang & Jiang (2002), as propriedades mecânicas do concreto poroso podem ser aumentadas através da área da pasta de cimento. Nos traços T2 a T5, houve aumento do consumo de cimento (T2 a T4) e aumento do fator água cimento (T5), acarretando em maior área de pasta de cimento e, consequentemente, em resistências maiores.

Na mistura T6 apenas foram alterados os diâmetros dos agregados o que resultou em aumento do índice de vazios. Esse resultado era esperado, pois segundo Jain & Chouhan (2011), mantidas todas as demais características constantes, a resistência varia também com o tamanho do agregado, em que quanto maior o tamanho do grão, menor a resistência. Portanto, conforme o esperado, em T6 houve perda de resistência em relação à amostra T5.

Para a mistura T7 apenas foi aumentado o fator água cimento em relação à T6, todavia dessa vez o aumento do volume de pasta de cimento diminuiu a resistência e aumentou o índice de vazios em relação à T6.

Permeabilidade e Índice de Vazios

O gráfico exposto na Figura 6 apresenta a relação entre o índice de vazios e a permeabilidade medida pelo coeficiente de permeabilidade, em que quanto maior o índice de vazios, maior a permeabilidade. Essas duas variáveis estão fortemente correlacionadas ($R^2 \approx 1$).

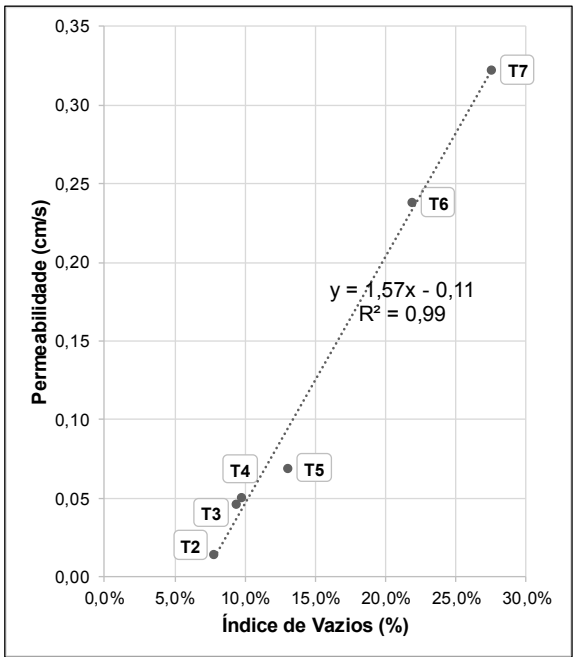


Figura 6. – Gráfico: Permeabilidade versus índice de vazios

Tal resultado era esperado, uma vez que quanto maior o índice de vazios, maior é a capacidade de permitir o escoamento de água. O tamanho do diâmetro dos agregados também influencia na permeabilidade do material: quanto maior o tamanho dos grãos, maior a permeabilidade. Observou-se que a alteração para agregados de maiores diâmetros resultou em um importante ganho de índice de vazios e, desta forma, em um concreto mais permeável.

Permeabilidade e Resistências Mecânicas

O gráfico apresentado na Figura 7 mostra o comportamento das resistências à compressão e à tração na flexão com o aumento da permeabilidade do concreto permeável.

Conforme já exposto, nos traços T2 a T5 houve aumento do volume da pasta de cimento o que possibilitou um melhor arranjo entre os grãos e o aumento das resistências mecânicas, desta maneira houve aumento do índice de vazios e, portanto, da permeabilidade.

Na mistura T6 foram utilizados agregados de diâmetros maiores o que resultou em uma pequena perda de resistência mecânica, porém em um ganho significativo de permeabilidade em relação ao traço T5.

Para a mistura T7 apenas foi aumentado o fator água cimento, aumentando novamente o volume de pasta, todavia desta vez houve perda significativa de resistência em relação à T6 (11%) com ganho de cerca de 35% de permeabilidade.

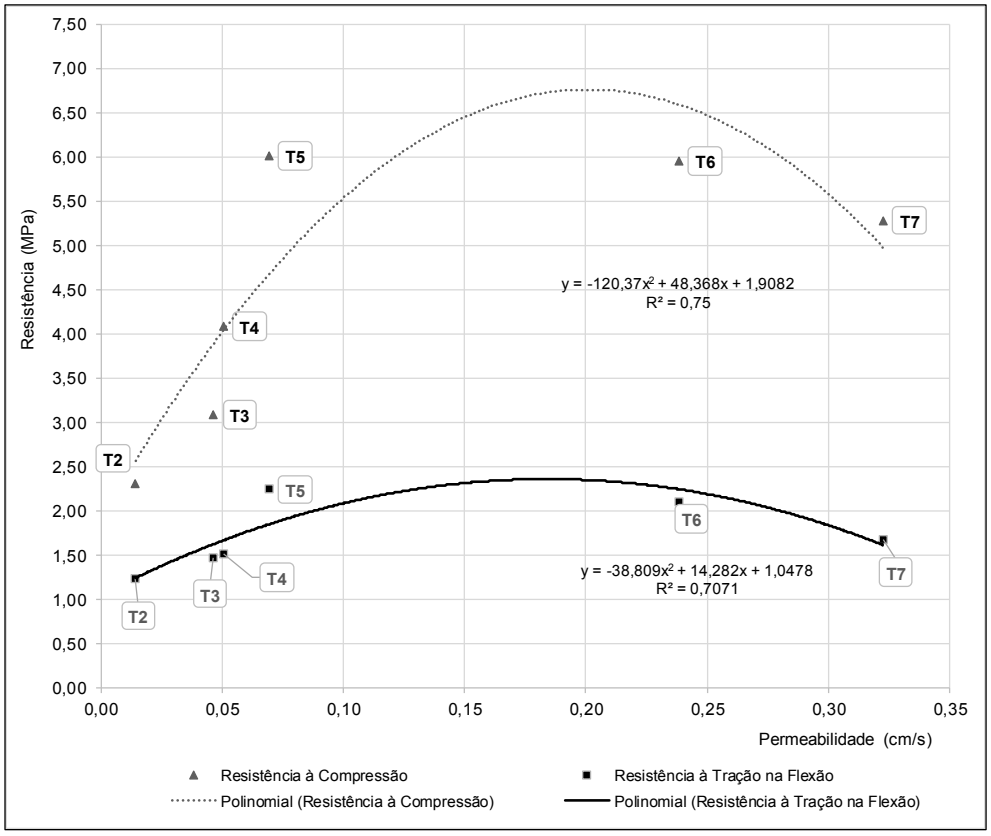


Figura 7. – Gráfico: Resistências mecânicas versus permeabilidade

CONCLUSÃO

Com base nos resultados expostos, pode-se concluir que:

- A quantidade insuficiente de volume de pasta de cimento para promover a ligação dos grãos pode levar a desagregação do concreto permeável, conforme ocorreu com a amostra T1.
- O aumento do volume de pasta proporcionou aumento das resistências mecânicas e do índice de vazios, proporcionando maior permeabilidade (com exceção do traço T7)
- Os traços T2 a T5, que utilizaram em sua composição agregados variando de 6,3 a 2,4 mm, apresentaram permeabilidade abaixo da requerida pela NBR 16416/2015 e índice de vazios abaixo do esperado (15% a 40%).
- O aumento do tamanho do agregado acarretou em aumento de índice de vazios, e consequentemente, permeabilidade. Todavia, ocasionou perda de resistência mecânica.
- Os traços T6 e T7, que utilizaram em sua composição maiores agregados ,variando de 9,5 a 6,3 mm, apresentaram permeabilidade acima da requerida pela NBR 16416/2015 e índice de vazios conforme esperado.
- O traço T7 é o mais adequado para ser utilizado em calçadas como revestimento de pavimentos permeáveis, por apresentar maior permeabilidade e resistência mecânica.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT NBR 7211 (2009). Agregados para concreto – Especificação. Rio de Janeiro.
ABNT NBR 16416 (2015). Pavimentos Permeáveis de Concreto – Requisitos e Procedimentos. Rio de Janeiro.

Ballard, W. B. *et al* (2015). *The SuDS Manual*. Londres, Inglaterra.
Canholi, A. (2014). *Drenagem Urbana e Controle de Enchentes*. 2.ed. São Paulo. Editora Oficina de Textos.
Chandrappa, P. K. and A. K. Biligiri (2016), "Pervious concrete as a sustainable pavement material – Research. Findings and future prospects: A state-of-the-art review". *Construction and Building Materials*, Vol. 11, Maio 2016, pp.262-274.
Field, R.; H. Masters and M. **Singer** (1982). "Status of Porous Pavement Research". *Water Research*, Vol. 15, pp.849-858. Estados Unidos.
Jain, A. K. and Chouhan, S. J. (2011). **"**Effect of Shape of Aggregate on Compressive Strength and Permeability Properties of Pervious Concrete". *International Journal of Advanced Engineering Research and Studies*. Vol.1 pag 120-126. India.
Kevern, J. *et al*. (2006). "Pervious Concrete Construction: Methods and Quality Control". Nashville, Estados Unidos.
Mulligan, A. M. (2003). Attainable Compressive Strength of Pervious Concrete Paving Systems. Dissertação de Mestrado. Florida, Estados Unidos.
Sonebi M.; Bassuoni, M.; Yahia, A. (2016). **"**Pervious Concrete: Mix Design Properties and Applications". *RILEM Technical Letters* . pag 109-115. Canadá.
Tennis, D. P; Leming, L. M, Akers, J. D. (2004). "Pervious Concrete Pavements", EB302.02, *Portland Cement Association*, Skokie, Illinois, and National Ready Mixed Concrete Association, Silver Spring, Maryland, Estados Unidos, 36 páginas.
UDFCD – Urban Drainage And Flood Control District. (2010). *Urban Storm Drainage Criteria Manual, Vol. 3, Stormwater Best Management Practices*. Colorado, Estados Unidos.
Yang, J and Jiang, G. (2002)**.** "Experimental study on properties of pervious concrete pavement materials". *Cement and Concrete Research*. Vol. 33, Março 2002, pp 381–386.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

SIMULACIÓN LLUVIA – CAUDAL CON EL MODELO HEC-HMS EN EL SISTEMA BAÑADO LA ESTRELLA (FORMOSA)

María Alejandra Cristanchi[1], Rosana Hämmerly[2], Miguel Ángel Valiente[3]

[1] Dirección Ejecutiva Comisión Trinacional río Pilcomayo, [2] Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas (FICH-UNL), [3] Facultad de Ingeniería (UNNE) - Argentina
Formosa (3600) - (+54 9) 3704-664974
alejandracristanchi@yahoo.com.ar, alejandracristanchi@gmail.com

RESUMEN:

La alimentación de agua al Embalse RP Nº 28 se genera principalmente en los escurrimientos provenientes de los desbordes del río Pilcomayo que ingresan a territorio formoseño a través de canales y correderas construidos en el extremo noroeste de la provincia y que forman el inicio del bañado La Estrella. El bañado La Estrella constituye una de las reservas más importante de agua superficial con que cuenta la provincia de Formosa. Es el tercer humedal más grande de Sudamérica, junto al gran Pantanal y los esteros del Iberá (Fundación ProYungas, 2010).

Sin embargo existe una porción de superficie que también aporta agua al embalse y que es la cuenca propia del bañado, con un área de 8.711km2, generando un caudal significativo a causa de las precipitaciones que se producen en esta zona.

Es de interés en este trabajo reconocer la existencia de esta segunda fuente de aporte de agua, razón por la cual para el cálculo de lluvia – caudal se implementa el modelo HEC-HMS, en su versión 4.0 (US Army Corps of Engineers), este software de distribución y uso gratuitos permite la simulación de eventos hidrológicos de precipitación sobre cuencas y la generación del escurrimiento superficial según varios métodos disponibles.

ABSTRACT:

The water supply to RP No. 28 Reservoir is generated mainly in the runoff from the overflows of the Pilcomayo River that enter the Formosan territory through canals and runners built in the northwest corner of the province and that form the beginning of the La Estrella bathing. The bathed La Estrella is one of the most important reserves of surface water in the province of Formosa. It is the third largest wetland in South America, next to the great Pantanal and the estuaries of Iberá (Fundación ProYungas, 2010).

However, there is a portion of the surface that also contributes water to the reservoir and that is the basin proper of the bathing, with an area of 8.711km2, generating a significant flow due to the rainfall that occurs in this area.

It is of interest in this work to recognize the existence of this second source of water supply, which is why the HEC-HMS model, version 4.0 (US Army Corps of Engineers), is implemented for the calculation of rainfall - flow free distribution and use software allows the simulation of hydrological events of precipitation on watersheds and the generation of surface runoff according to several available methods.

PALABRAS CLAVES: bañado La Estrella, HEC-HMS

INTRODUCCIÓN

La alimentación de agua al Embalse RP Nº 28 se genera principalmente en los escurrimientos provenientes de los desbordes del río Pilcomayo que ingresan a territorio formoseño a través de canales y correderas construidos en el extremo noroeste de la provincia y que forman el inicio del bañado La Estrella. Sin embargo existe una porción de superficie que también aporta agua al embalse y que es la cuenca propia del bañado, con un área de 8.711km2, generando un caudal significativo a causa de las precipitaciones que se producen en esta zona.

Es de interés en este trabajo reconocer la existencia de esta segunda fuente de aporte de agua, razón por la cual para el cálculo de lluvia – caudal se implementa el modelo HEC-HMS, en su versión 4.0 (US Army Corps of Engineers), este software de distribución y uso gratuitos permite la simulación de eventos hidrológicos de precipitación sobre cuencas y la generación del escurrimiento superficial según varios métodos disponibles.

El bañado La Estrella constituye una de las reservas más importante de agua superficial con que cuenta la provincia de Formosa. Es el tercer humedal más grande de Sudamérica, junto al gran Pantanal y los esteros del Iberá (Fundación ProYungas, 2010), representa la continuidad del río Pilcomayo en la República Argentina, en especial en la provincia de Formosa, desde su zona de atarquinamiento en las proximidades de Misión La Paz (Salta) hasta las cercanías de su desembocadura en el río Paraguay a través de distintos riachos, esteros y canales.

Dentro del bañado La Estrella se encuentra el Complejo Hidrovial Ruta Provincial (RP) Nº 28, el objetivo principal de este gran embalse de llanura fue el de generar un reservorio que almacene los excesos hídricos que se producen cíclicamente todos los años a través de los pulsos hídricos en el escurrimiento y proporcionar una fuente de abastecimiento artificial a diferentes poblaciones y emprendimientos locales en momentos en que los aportes del bañado cesan, ya sea por la interrupción o disminución de los caudales que trae el río Pilcomayo (principal aporte hídrico del sistema) desde Bolivia.

Dicho complejo cuenta con un sistema de obras hidráulicas como alcantarillas, vertederos y canales derivadores que alimentan a localidades y colonias de productores a través de la reactivación de algunos cauces antiguos de ríos y riachos. El uso principal de las aguas del bañado es para consumo humano y en segundo lugar para agricultura y ganadería.

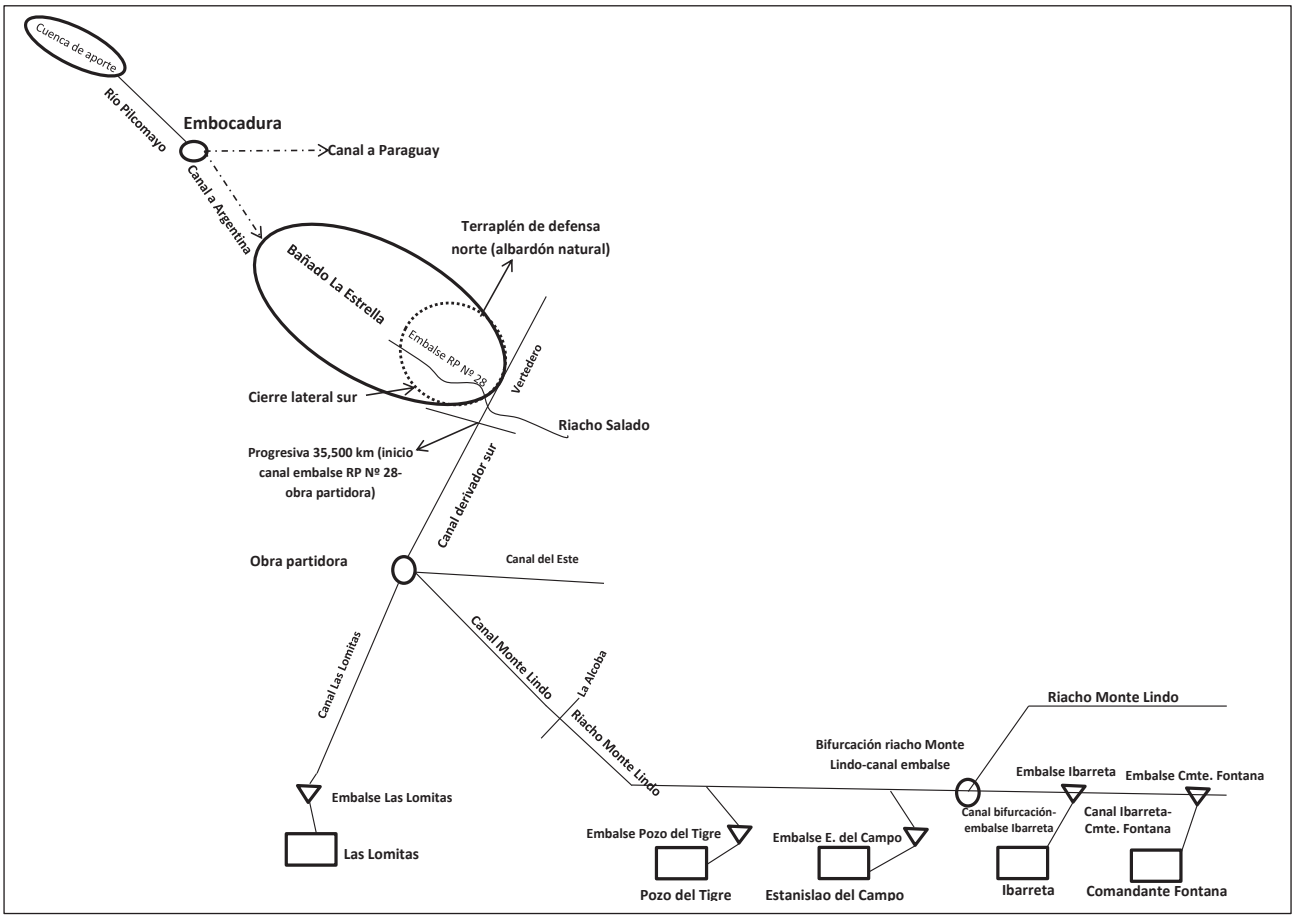


Figura 1.- Esquema de funcionamiento sistema bañado La Estrella

OBJETIVO

El objetivo del presente trabajo es intentar representar la hidrología de la cuenca propia del bañado La Estrella hasta el Embalse RP Nº28 en base a la información, recursos y sugerencias disponibles, con la meta de estimar los hidrogramas de caudales para el período 2005/2006 a 2010/2011, que se generan en esta zona producto de las precipitaciones que allí se desarrollan y que indudablemente juegan un papel relevante en la incorporación de agua al Embalse RP Nº 28.

METODOLOGÍA APLICADA

El área en cuestión tiene una superficie de 8.711 km^2 y para ser modelada adecuadamente necesita en primera instancia, ser subdividida en subcuencas con áreas acordes a las metodologías y recomendaciones sobre el tópico de hidrograma unitario en la bibliografía disponible.

Es importante comentar que la información de las características fisiográficas de la zona de estudio y las estaciones de medición de precipitaciones es muy escasa, que no existe siquiera una estación de medición de caudales en el área y sólo diez pluviómetros con registros diarios tomados por personal de la Policía de la provincia de Formosa.

Estas singularidades conllevan a que los resultados que se obtienen en una simulación matemática son difíciles de calibrar y que necesariamente deberán ser ajustados en la medida que en el futuro se realicen campañas de topografía y aforos. Sin embargo, se considera razonable este primer intento de modelación lluvia – caudal para esta zona de interés provincial por sus características ambientales, turísticas, sociales y económicas ya que se trata nada más ni nada menos de la zona de aporte al Embalse RP Nº 28, fuente de innumerables aprovechamientos ya mencionados anteriormente.

En el trabajo se utiliza la técnica propuesta por el Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos tanto para la evaluación de las abstracciones o pérdidas de las precipitaciones totales como para la materialización del hidrograma resultante, de amplio uso en la República Argentina y mundo entero.

Según varios autores y en sentido general, la técnica del hidrograma unitario es aplicable en cuencas de hasta 5.000 km^2 (Linsley *et al*., 1990), o de hasta 8.000 km^2 según el mismo Sherman lo afirma (Ponce, 1994), mientras que otros autores sugieren no sobrepasar una superficie de 3.000 km^2 (Remenieras, 1971).

En sentido estricto, la técnica del hidrograma unitario del SCS no debería ser utilizada en cuencas mayores a 250 km^2 (Ponce, 1994), o de hasta 500 km^2 (Maidment, 1992), ya que se trata de aplicación en cuencas de mediano tamaño. Autores argentinos sin embargo van un poco más allá y hablan de la aplicabilidad del método en cuencas de hasta 2.000 km^2 (Orsolini, Zimmermann y Basile, 2008). Fattorelli y Fernández (2007) manifiestan que además la técnica de hidrograma unitario es aplicable a unidades de respuesta hidrológica (cuencas) con lluvias regionales de hasta 5.000 km^2 y de 1.000 km^2 para el caso de lluvias convectivas. El Dr. Ponce en una entrevista personal con Victor Mokcus (autor de la metodología) afirma que el método fue desarrollado en base a experiencias en cuencas de hasta 1.000 km^2 (http://ponce.sdsu.edu/mockus_conversacion.html).

Todas estas consideraciones preliminares demuestran una disparidad en las recomendaciones sobre los límites de superficie para lo cual es aplicable y confiable el método de hidrograma unitario. Sumado a este inconveniente, resurge la realidad que no se poseen datos e información en cantidad y calidad necesarios y suficientes en la zona de estudio como para aseverar que la modelación matemática de la simulación hidrológica no tendrá ítems para corregir, mejorar, modificar, adaptar.

Por ello es que se decidió tratar de respetar el tamaño máximo de las subcuencas a representar en la topología del modelo para que no sobrepase los 2.000 Km^2, lo que generó una discretización de los 8.711 km^2 en siete subcuencas cuyos parámetros principales se adjuntan en las figuras y tablas siguientes.

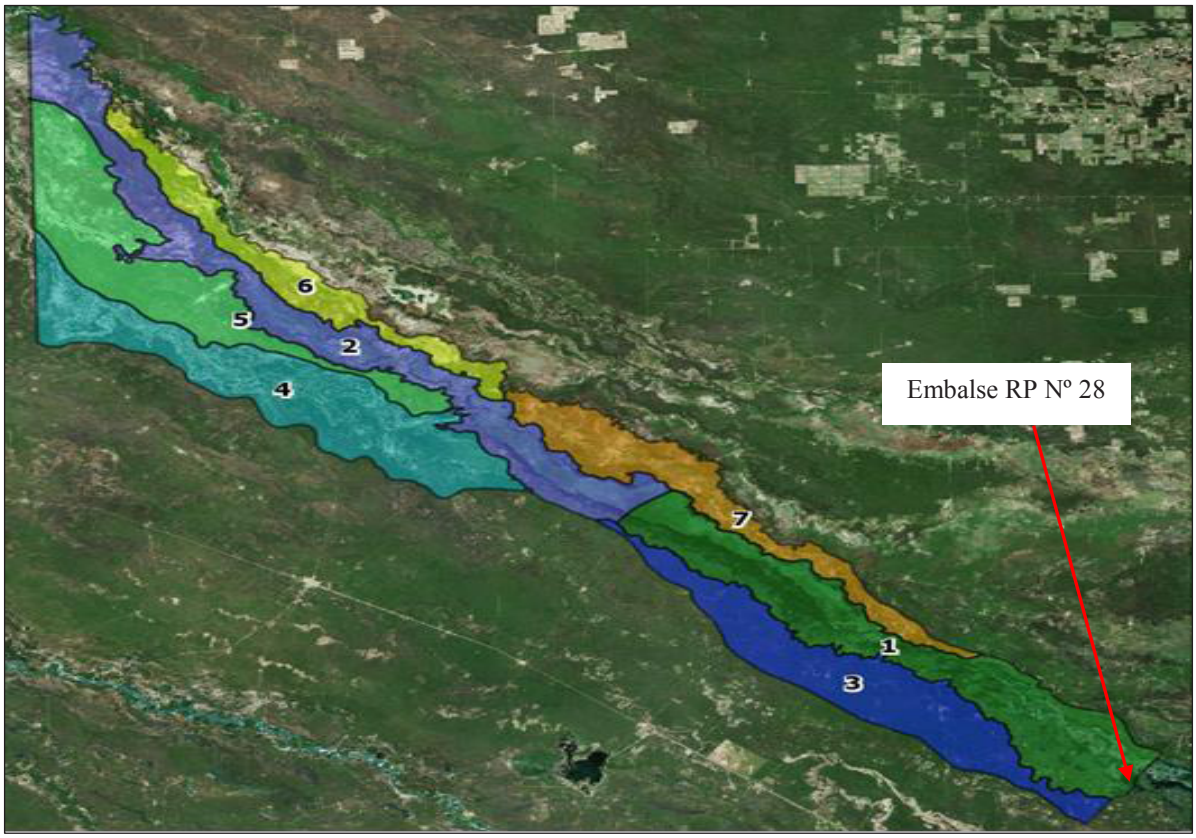


Figura 2.- Subcuencas sistema bañado La Estrella

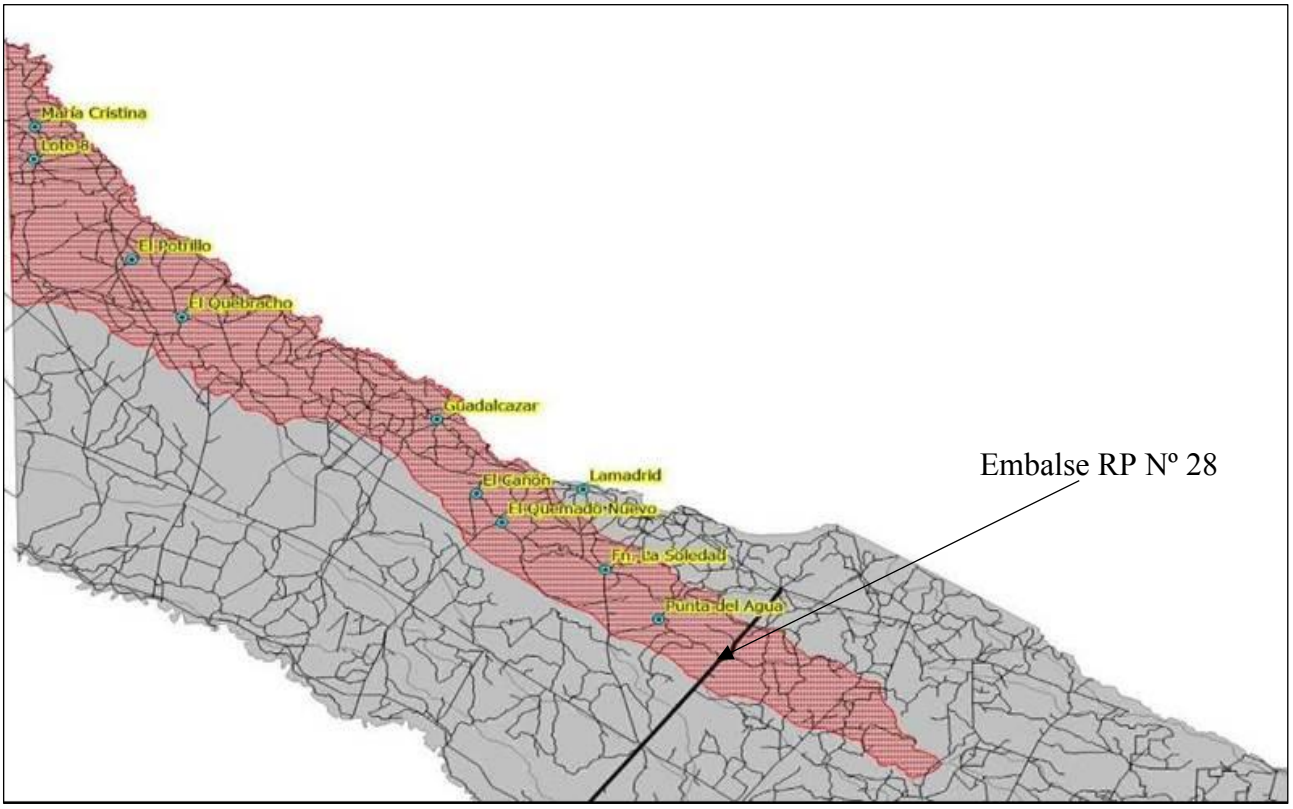


Figura 3.- Ubicación estaciones pluviométricas

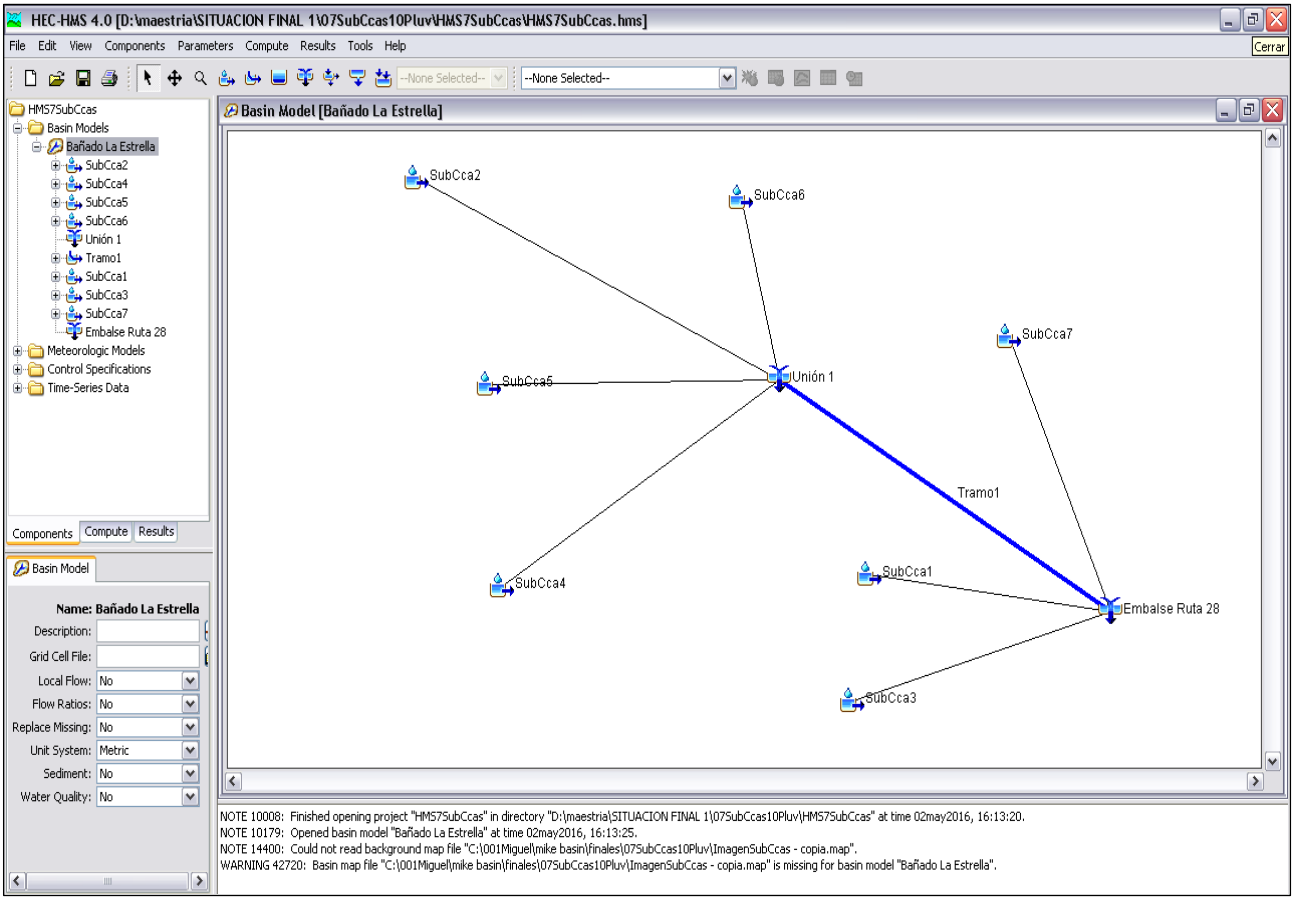


Figura 4.- Topología modelo HEC-HMS

El método de las abstracciones propuesto por la metodología del SCS en la técnica del hidrograma unitario y su materialización en el hidrograma de escurrimiento directo requiere la

obtención de algunos parámetros como ser el CN (número de curva), Lag Time (tiempo de retardo), el área de cada subcuenca, entre otros.

El número de curva para cada una de las 7 subcuencas fue obtenido en base a superposición de tres capas temáticas procesadas en un SIG y que son:

- Tipos de suelos: obtenida de la información provista por el Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria (INTA), a través de la publicación del Atlas de Suelos en escala 1:500.00 para toda la República Argentina
- Cobertura de suelos: obtenida en base a la información en formato SIG publicada por el Instituto Geográfico Nacional (IGN – ex IGM) en su página web
- Subcuencas del área de estudio: capa determinada en base a la subdelimitación de los 8.711 Km^2 en cada una de las subcuencas, generadas con las premisas descriptas

Esta superposición a modo de intersección georreferenciada permitió obtener por cada subcuenca, el porcentaje de tipo de suelo (y por ende de su grupo hidrológico) y el porcentaje de cobertura de suelo. Teniendo en cuenta estos resultados y la consulta con la bibliografía afín al tema, se estimaron los valores de CN para cada grupo hidrológico de suelo en combinación con la cobertura para luego obtener en forma ponderada, el valor de CN final único para cada subcuenca.

La observación que merece ser comentada es que los números de curva adoptados por grupo de suelo y cobertura no se encuentran explícitamente en las tablas de CN publicadas por lo que se aproximó ese valor a coberturas ligeramente similares.

Tabla 1.- Valores CN subcuencas bañado La Estrella

Subcuenca	Área (km^2)	CN
1	1582	37.4
2	1604	36.3
3	1193	38.9
4	1543	35.6
5	1311	35.4
6	662	34.5
7	816	40.8

El tiempo de retardo, parámetro crucial en la transformación del volumen de escurrimiento directo en el hidrograma triangular por cada una de las subcuencas, fue determinado teniendo en cuenta la publicación del ASCE (American Society of Civil Engineering) en el Journal of Irrigation and Drainage Engineering, cuyo título es "Time of Concentration Estimated Using Watershed Parameters Determined by Automated and Manual Methods" (Xing Fang *et al*., 2008). Esta publicación presenta la comparación de fórmulas del tiempo de concentración y tiempo de retardo en base a metodologías que se sustentan en algunos parámetros físicos de las cuencas.

Para este trabajo se compararon los resultados obtenidos en base a las fórmulas empíricas de Williams (1922), Kirpich (1940), Johnstone-Cross (1949) y Haktanir-Sezen (1990) que presenta este documento del cálculo de tiempos de concentración y tiempo de retardo en base a datos característicos de las cuencas como son la longitud del cauce principal, el diámetro equivalente de la cuenca, el área, la pendiente del canal principal y la pendiente de la cuenca.

Table 2. Empirical Equations Used to Estimate Time of Concentration (Minutes) of Texas Watersheds

Method	Equation in SI units	Equation in English units
Williams (1922)	$T_c = 16.32 L_c A^{0.4}/(DS_c^{0.2})$	$T_c = 23.89 L_c A^{0.4}/(DS_c^{0.2})$
Kirpich (1940)	$T_c = 3.978 L_c^{0.77} S_c^{-0.385}$	$T_c = 5.735 L_c^{0.77} S_c^{-0.385}$
Johnstone–Cross (1949)	$T_c = 3.258 (L_c/S_c)^{0.5}$	$T_c = 4.129 (L_c/S_c)^{0.5}$
Haktanir–Sezen (1990)	$T_L = 26.85 L_c^{0.841}$	$T_L = 40.06 L_c^{0.841}$
Simas–Hawkins (2002)	$T_L = 53.14 \times W^{0.594} \times S_B^{-0.150} \times S_{nat}^{0.313}$	$T_L = 70.5 \times W^{0.594} \times S_B^{-0.150} \times S_{nat}^{0.313}$

Note: For SI units, channel length L_c, watershed equivalent diameter D, and watershed width W are in km, area A is in km^2, and S_c (channel slope) and S_B (basin slope) are in m/m. For English units, L_c, D, and W are in mi, A is in mi^2, and S_c and S_B is in ft/ft. S_{nat} is in in. for both units.

Figura 5.- Fórmulas para el cálculo del tiempo de concentración

Tabla 2.- Tiempo de concentración por subcuenca

Subcuenca	Área (km^2)	CN	D. equiv. (km^2)	Lc channel length	Sc cannel slope	SB basin slope	TC1 minutos Williams	TC2 minutos Kirpich	TC3 minutos Johnstone-Cross
1	1582	37.4	44.88	114.83	0.0002(*)	0.0002	4367	4074	2469
2	1604	36.3	45.19	168.41	0.0002	0.0002	6396	5471	2990
3	1193	38.9	38.97	105.7	0.0002	0.0002	4135	3822	2369
4	1543	35.6	44.32	91.55	0.0002	0.0002	3490	3422	2204
5	1311	35.4	40.86	99.32	0.0002	0.0002	3849	3643	2296
6	662	34.5	29.03	106.03	0.0002	0.0002	4399	3831	2372
7	816	40.8	32.23	103.71	0.0002	0.0002	4214	3767	2346

(*) se adopta una pendiente de canal igual a 20 cm/km

Tabla 3.- Tiempo de retardo por subcuenca

Subcuenca	Área (km^2)	CN	D. equiv. (km^2)	Lc channel length	Sc cannel slope	SB basin slope	LagTime1 minutos Williams	LagTime2 minutos Kirpich	LagTime3 minutos Johnstone-Cross	LagTime4 minutos Haktanir-Sezen
1	1582	37.4	44.88	114.83	0.0002(*)	0.0002	2620	2444	1481	1450
2	1604	36.3	45.19	168.41	0.0002	0.0002	3838	3283	1794	2001
3	1193	38.9	38.97	105.7	0.0002	0.0002	2481	2293	1421	1353
4	1543	35.6	44.32	91.55	0.0002	0.0002	2094	2053	1323	1199
5	1311	35.4	40.86	99.32	0.0002	0.0002	2309	2186	1378	1284
6	662	34.5	29.03	106.03	0.0002	0.0002	2640	2299	1423	1356
7	816	40.8	32.23	103.71	0.0002	0.0002	2528	2260	1408	1331

De todos los valores obtenidos por subcuencas, se decidió utilizar la propuesta sugerida por **Johnstone-Cross** ya que fue desarrollada en experiencias realizadas en cuencas de hasta 4.000 km^2. Sin embargo es de destacar que todas ellas arrojan valores no muy disímiles entre sí.

La topología modelada requirió la incorporación de un tramo o trecho de cauce que vincula la parte superior (aguas arriba, subcuencas 2, 4, 5,6) de la cuenca con el Embalse RP Nº 28. Este tramo de cauce fue simulado en base a la propagación por el método de Muskingum para lo cual se adoptaron valores de la constante de almacenamiento (K) y del almacenamiento en cuña (x) ya que a la fecha es inviable contar con hidrogramas observados a la entrada y salida del tramo que permitan obtener estos parámetros. Resulta claro que estos parámetros deberán ser revisados en tanto y en cuanto se disponga de información que lo permita.

RESULTADOS

Se presentan a continuación los resultados del modelo HEC-HMS por cada año hidrológico (1 de septiembre-31 de agosto).

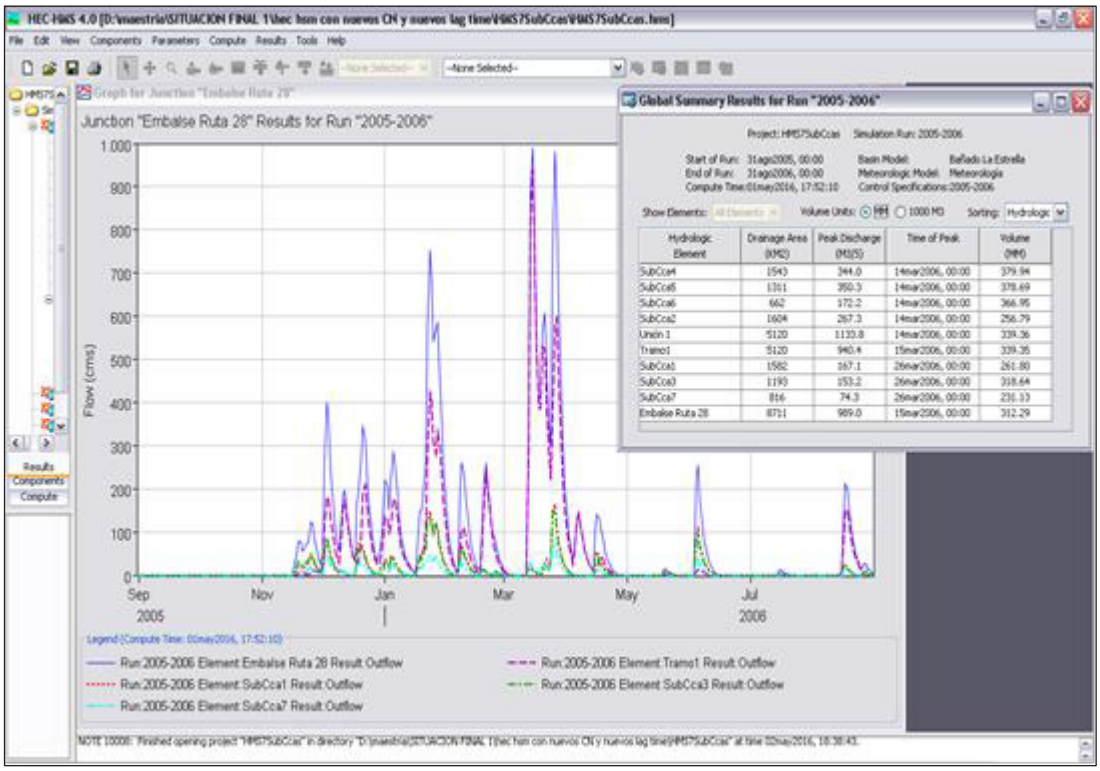


Figura 6.- Hidrograma Embalse RP Nº 28 – tabla resumen (2005/2006)

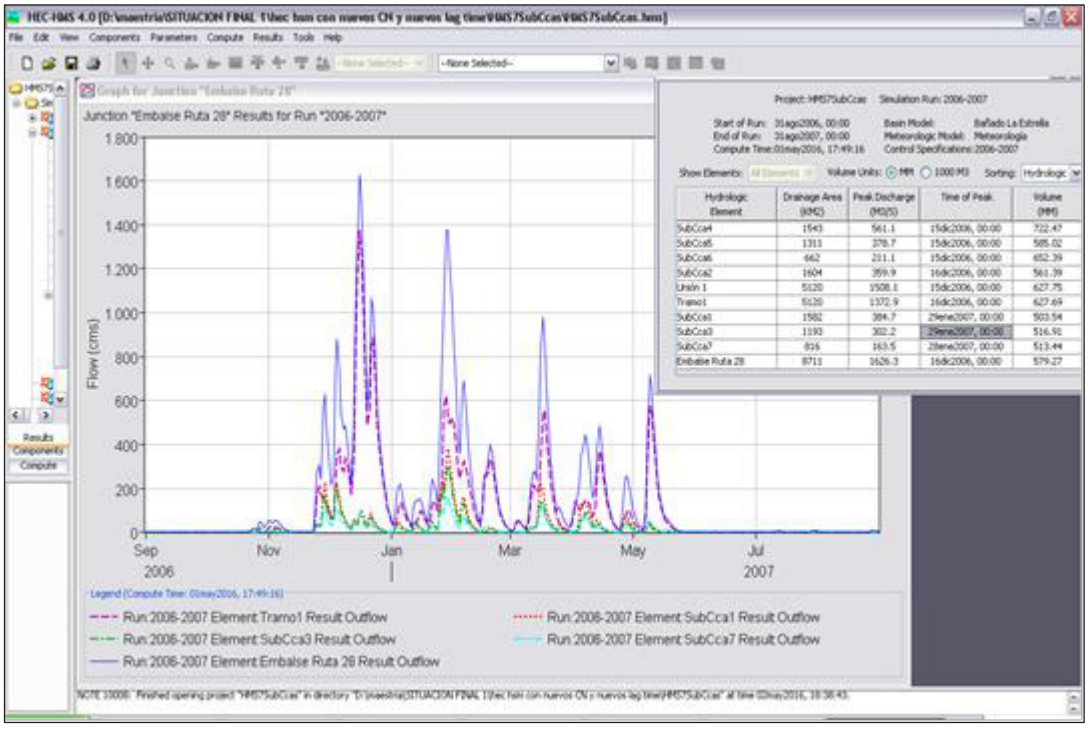


Figura 7.- Hidrograma Embalse RP Nº 28 – tabla resumen (2006/2007)

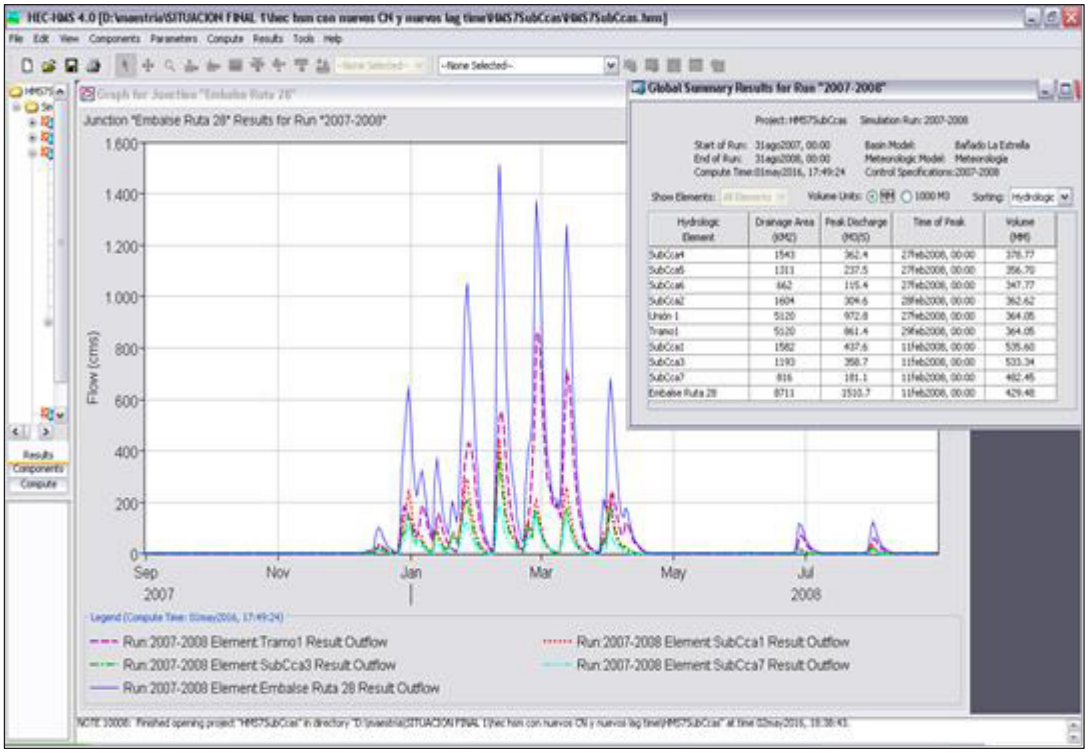


Figura 7.- Hidrograma Embalse RP Nº 28 – tabla resumen (2007/2008)

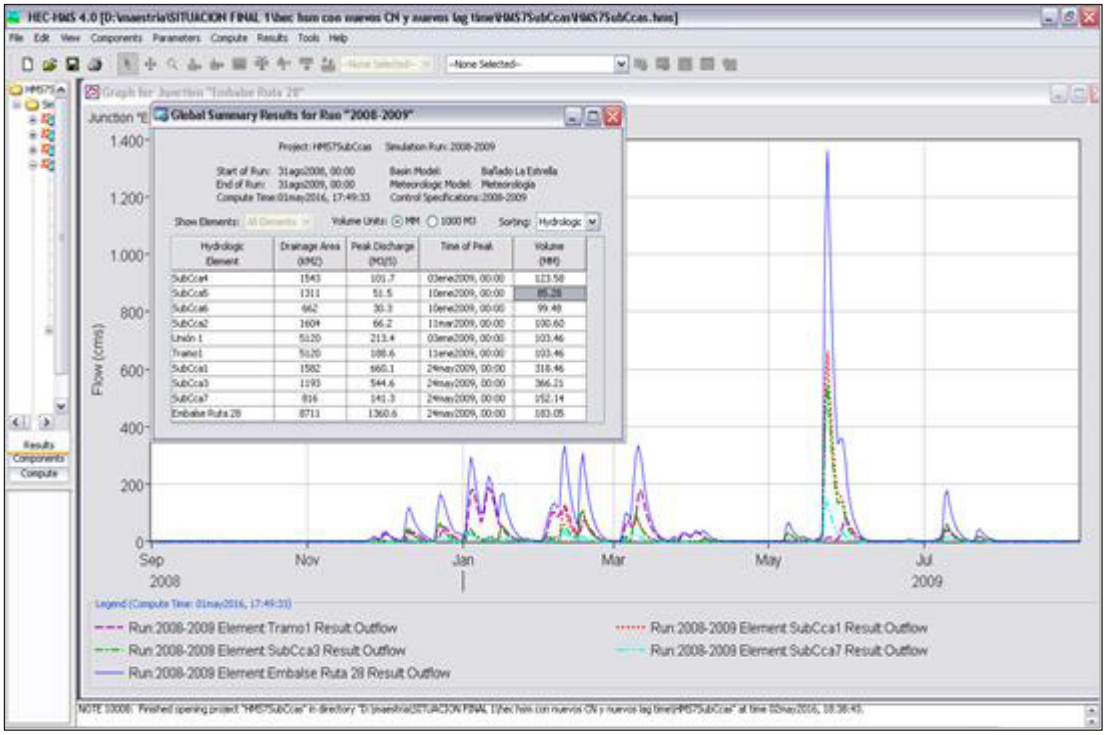


Figura 8.- Hidrograma Embalse RP Nº 28 – tabla resumen (2008/2009)

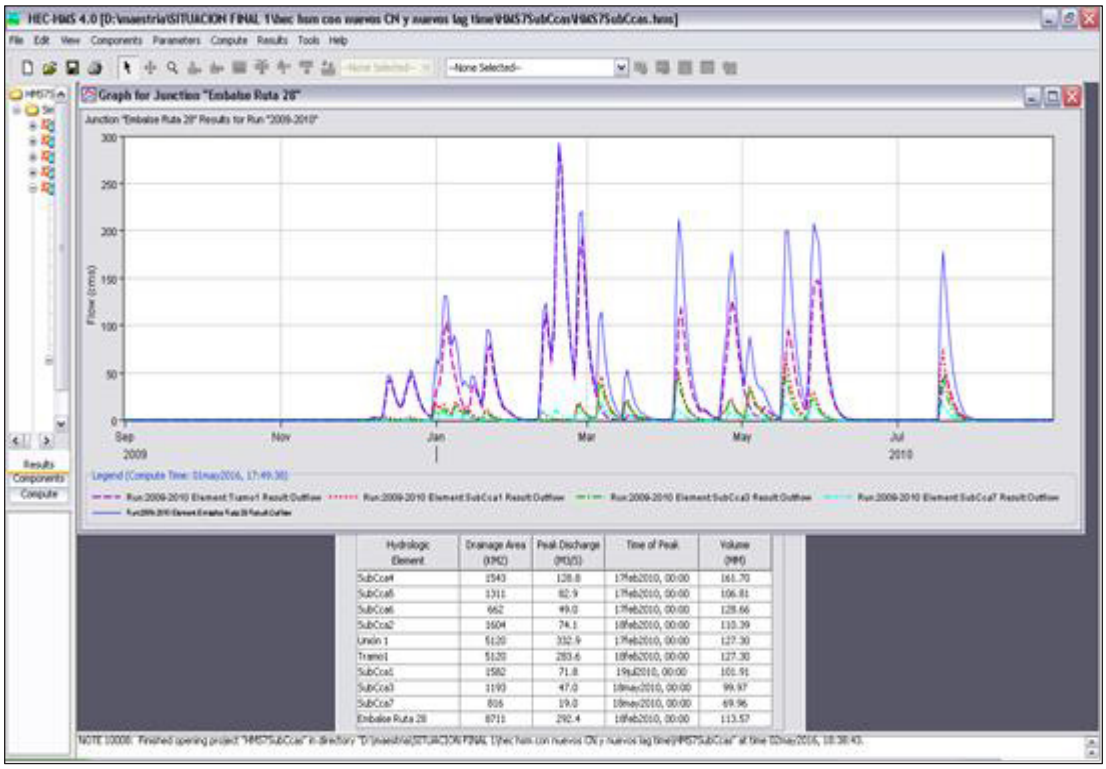


Figura 9.- Hidrograma Embalse RP Nº 28 – tabla resumen (2009/2010)

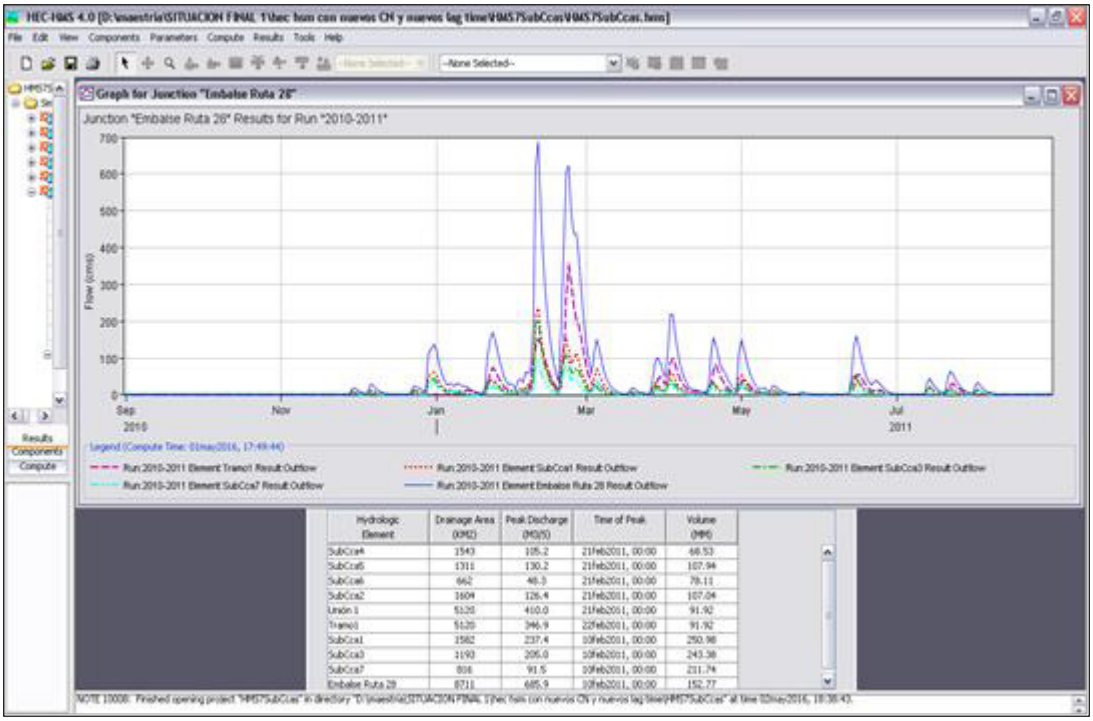


Figura 10.- Hidrograma Embalse RP Nº 28 – tabla resumen (2010/2011)

CONCLUSIONES Y CONSIDERACIONES FINALES

- Mediante la simulación lluvia-caudal con el modelo HEC-HMS para el cálculo del aporte de agua producido por las lluvias locales en el sistema del bañado La Estrella, se demostró que en años donde el aporte del rio Pilcomayo a la provincia de Formosa es inferior a los valores medios, las precipitaciones juegan un papel relevante en el abastecimiento de agua al Embalse RP Nº 28. La aplicación del modelo HEC-HMS fue sencilla.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Cristanchi M. A., Hämmerly R., Valiente M. A. (2015). "Optimización de los recursos hídricos de un sistema de llanura por aplicación del Sistema de Soporte de Decisión MIKE BASIN. Caso de estudio bañado La Estrella (Formosa)", Santa Fe
Fatorelli S., Fernández P. (2007). "Diseño Hidrológico" – 1º Edición Zeta Editores, Mendoza, Argentina
INTA (1990)- "Fuente Atlas de Suelo de la República Argentina – INTA –SAGPyA. Proyecto Arg. 85/019"
Linsley R., Kohler M., Paulus J. (1990). "Hidrología para ingenieros" – 2º Edición, McGRAW – HILL, México D.F.
Manual básico de HEC-HMS 3.0.0 y HEC-GeoHMS 1.1. (2007)- Granada
Maidment D. (1992). "Handbook of Hydrology" – McGRAW – HILL, New York, USA
Orsolini H., Zimmermann E., Basile P. (2008). "Hidrología: procesos y métodos", 2º Edición UNR Editora, Rosario, Santa Fe
Ponce V. (1994). "Engineering Hydrology: Principles and Practices", Prentice Hall
Remenieras G. (1971). "Tratado de hidrología aplicada", Editores Técnicos Asociados, Barcelona
Xing Fang *et al*. (2008). "Time of Concentration Estimated Using Watershed Parameters Determined by Automated and Manual Methods", Journal of Irrigation and Drainage Engineering, ASCE
www.proyungas.org.ar

IAHR AIIH
XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

CARACTERIZACIÓN DE TORMENTAS MEDIANTE EMAS Y SU COMPORTAMIENTO EN UN CAUCE DE LA CIUDAD DE CUERNAVACA, MORELOS

Vladimir Contreras González, José Avidán Bravo Jácome,
Marco Antonio Salas Salinas y Mario López Pérez
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Paseo Cuahunáhuac 8532, Col. Progreso, Jiutepec, Morelos, México
ing_vladimir@hotmail.com, jose_bravo@tlaloc.imta.mx, marco_salas@tlaloc.imta.mx,
mario_lopezperez@tlaloc.imta.mx

RESUMEN

El día 12 de julio del 2017, a las 5:30 am ocurrió un asentamiento en el kilómetro 93+800 de la autopista México - Acapulco, en la localidad de Cuernavaca, Morelos; México. El asentamiento se generó meses después de la ampliación de la autopista, de 4 a 10 carriles. Previo al día del asentamiento se tuvieron durante siete días lluvias constantes, lo que provocó una saturación importante del suelo. El lugar del asentamiento corresponde a la salida de la barranca Santo Cristo, cuyo cruce pasa por abajo de la autopista a través de una alcantarilla de concreto reforzado, construida hace aproximadamente 50 años. En el presente trabajo se tienen dos objetivos: el primero es reproducir las características de la tormenta ocurrida durante los días previos al asentamiento (Socavón) y su correspondiente hidrograma de escurrimiento. El segundo objetivo es el análisis de dos tipos de patrones de tormenta, uno elaborado con las tormentas características registradas en una Estación Meteorológica Automática (EMA) y el otro mediante curvas Intensidad-Duración-Periodo de Retorno (I-D-T). Se llevó a cabo una revisión hidráulica del comportamiento de la alcantarilla en condiciones idealizadas ante el evento del 12 de julio y se propuso las dimensiones de la alcantarilla para la tormenta de diseño más severa.

ABSTRACT

On July 12, 2017, at 5:30 am, a hole in the ground occurred at kilometer 93 + 800 of the Mexico - Acapulco highway, in the city of Cuernavaca, Morelos, Mexico. The hole was generated months after the extension of the highway, from 4 to 10 lanes. Prior to the hole day, there were constant rains for seven days, which caused a significant saturation of the soil. The site of the hole corresponds to the exit of the Santo Cristo ravine, whose crossing passes below the highway through a reinforced concrete culvert, it built approximately 50 years ago. In the present work there are two objectives: the first is to reproduce the characteristics of the storm that occurred during the days prior to the hole and its corresponding runoff hydrograph. The second objective is the analysis of two types of storm patterns, one developed with the characteristic storms registered in an Automatic Meteorological Station (EMA) and the other by curves Intensity-Duration-Period of Return (I-D-T). A hydraulic revision of the behavior of the culvert was carried out in idealized conditions before the July 12 event and the sewer dimensions were proposed for the storm with the most severe design.

PALABRAS CLAVES: Lluvia; asentamiento; alcantarilla.

INTRODUCCIÓN

El día 12 de julio del 2017, a las 5:30 am ocurrió un asentamiento en el kilómetro 93+800 de la autopista México - Acapulco, en la localidad de Cuernavaca, Morelos, México. El asentamiento se generó meses después de los trabajos de ampliación de la autopista, de 4 a 10 carriles. Previo al día del asentamiento se tuvieron durante siete días lluvias constantes, lo que provocó la saturación de humedad del suelo, permitiendo mayores escurrimientos. El lugar del asentamiento corresponde a la salida de la barranca Santo Cristo, cuya cuenca de aportación tiene una área de 1.36 km2 y su cruce pasa por abajo de la autopista, a través de una alcantarilla de concreto reforzado construida hace aproximadamente 50 años, de una sección circular, con un diámetro de 1.52 m, pendiente de 2.16% y una longitud de 63 m. El presente trabajo consta de dos objetivos: el primero fue reproducir un evento de tormenta ocurrido durante los días previos al asentamiento, y el tránsito hidráulico de los escurrimientos por la alcantarilla. El segundo objetivo fue obtener la tormenta de diseño más severa, para el diseño de la alcantarilla futura, mediante la comparación de dos patrones característicos obtenidos para la zona de estudio.

UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

La zona de estudio se encuentra ubicada en la región hidrológico-administrativa IV, Balsas. Dentro de la subregión hidrológica Medio Balsas, en el municipio de Cuernavaca, Morelos.

La cuenca de la barranca Santo Cristo se localiza en la porción sur del municipio de Cuernavaca, limitando con los municipios de Temixco, Emiliano Zapata y Jiutepec.

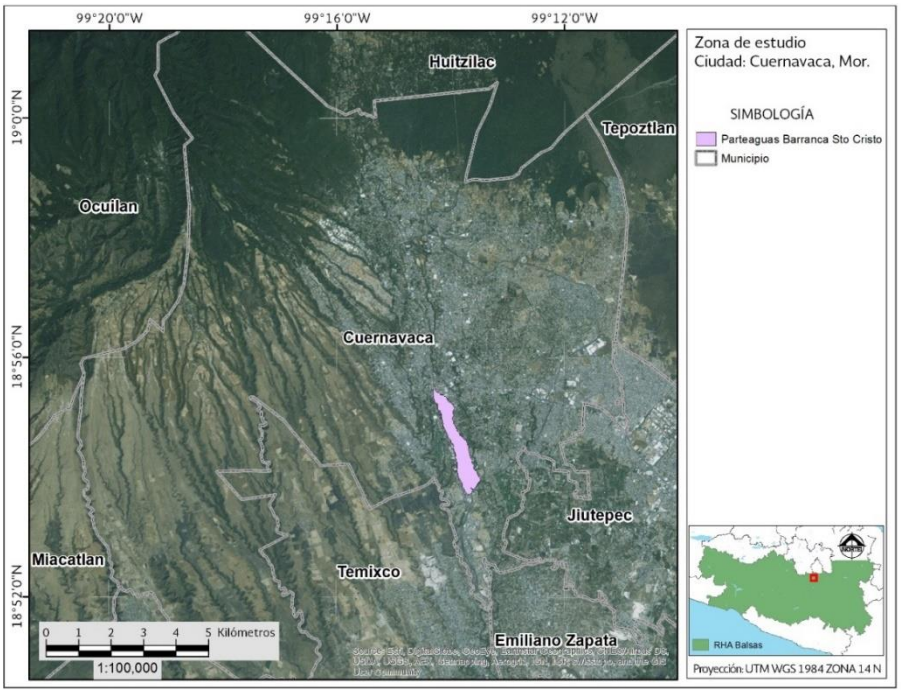


Figura 1.- Ubicación de la zona de estudio

Los escurrimientos en la parte alta de la cuenca de la barranca Santo Cristo inician aproximadamente a 500 m del norponiente del Zócalo (Plaza de Armas) de la ciudad de Cuernavaca, Mor., en la esquina de Santos Degollado con Av. Morelos. y la dirección de sus escurrimientos es de norte a sur.

La cuenca de dicha barranca se encuentra atravesada por la autopista México - Acapulco, propiamente en el kilómetro 93+853.00, por lo que para propósitos de este estudio se dividió hasta este sitio.

Las coordenadas geográficas del centroide de la cuenca son: -99°13'52.13" de longitud y 18°54'32.75" de latitud norte.

METODOLOGÍA

Se utilizó la metodología convencional para la obtención de los parámetros fisiográficos de la cuenca, los cuales son la base y no cambian independientemente del escenario de lluvia que se requiera analizar.

Se delimitó la cuenca de la barranca Santo Cristo con apoyo de los Sistemas de Información geográfico (SIG), curvas de nivel escala 1:1,000 equidistantes unas de otras un metro, proporcionadas por la Comisión Estatal del Agua de Morelos (CEAGUA) e imágenes satelitales.

Para determinar los escurrimientos en la cuenca, se utilizó el método del número de curva de escurrimiento del Soil Conservation Service (SCS). Dicha metodología contempla información de uso del suelo, de la cobertura vegetal, del tipo de suelo y su pendiente.

El valor del número de curva de escurrimiento es un valor que oscila entre 39 y 96 para zonas urbanas; los valores en la parte baja de la escala corresponden a suelos muy permeables, en tanto que los valores cercanos a 100 corresponden a suelos impermeables (zonas urbanas pavimentadas).

Para el cálculo del número de curva se procedió a digitalizar el uso y cobertura de suelo, debido a que la información que maneja el Instituto Nacional de Estadística y Geografía de México (INEGI) a pesar de contar con diferentes ediciones (series), la escala que maneja para la zona de estudio es poco densa, por lo que no se aprecia el detalle que se requiere para aplicar esta metodología para la cuenca.

En cuanto al tipo de suelo se extrajo el conjunto de datos vectorial edafológico correspondiente a la Serie II (Continuo Nacional) a escala 1:250,000 también de INEGI.

Para el cálculo del N primeramente se clasifica la edafología o tipo de suelo que conforma la cuenca en los grupos siguientes (CONAGUA, 1987):

- Tipo A.- Suelos de gravas y de arenas de tamaño medio, limpias y mezclas de ambas. Estos generan el menor escurrimiento.
- Tipo B.- Suelos de arenas finas, limos orgánicos e inorgánicos, mezcla de arena y limo. Generan escurrimiento inferior al medio.
- Tipo C.- Suelos de arenas muy finas, arcillas de baja plasticidad, mezcla de arena, limo y arcilla. Generan escurrimiento superior al medio.
- Tipo D.- Suelos arcillosos de alta plasticidad, con subhorizontes casi impermeables cerca de la superficie. Generan el mayor escurrimiento.

De acuerdo con la cobertura vegetal y uso de suelo se definieron los valores del número de escurrimiento *N* para cada grupo de suelo (CONAGUA, 1987).

Se identificó la longitud y la pendiente del cauce principal, el cual es la corriente de mayor longitud dentro de la cuenca. Este parámetro es uno de los mejores indicadores para conocer el grado de respuesta de una cuenca ante la ocurrencia de alguna tormenta, es decir, si se tienen dos cuencas con la misma forma y área, pero con diferente pendiente en su cauce principal, se producirá una respuesta más rápida en aquélla con la mayor pendiente.

La pendiente del cauce principal se calculó por medio del método de Taylor - Schwarz, el cual es uno de los métodos de mayor exactitud en el cálculo de la pendiente. El método consiste en dividir el cauce principal en *n* entramos y, posteriormente, calcular la pendiente media como (Aparicio, 1997):

$$S = \left[\frac{L}{\frac{1}{\sqrt{s_1}} + \frac{1}{\sqrt{s_2}} + \cdots + \frac{1}{\sqrt{s_m}}} \right]^2 \qquad [1]$$

donde:
L= Longitud total del cauce en metros
l_i= longitud del tramo *i* en metros
Si = Pendiente del tramo i

El tiempo que transcurre entre el inicio de la lluvia y el establecimiento del gasto de equilibrio se denomina tiempo de concentración y equivale al tiempo que tarda el agua en pasar del punto más alejado de una cuenca hasta el punto de salida de la misma.

Cuando no existen registros de escurrimiento, es necesario calcular el tiempo de concentración con formulaciones que consideran características del cauce. La mayoría de las formulaciones sólo toman en cuenta la longitud y pendiente del cauce principal; sin embargo, en este trabajo al contar con una cuenca urbana pequeña, además del tiempo antes mencionado se ha considerado el tiempo de recorrido del flujo difuso, es decir; el tiempo que tarda el escurrimiento en alcanzar el cauce principal.

$$Tc = Tv + \frac{Td}{60} \qquad [2]$$

donde:
Tc = Tiempo de concentración (hrs.)
Tv = Tiempo de viaje (hr.)
Td = Tiempo de recorrido difuso de entrada (min)

Considérese la palabra tiempo de concentración igual al tiempo de viaje.

Para el cálculo del tiempo de concentración se utilizaron cuatro formulaciones de Rowe, Kirpich, Chow y el método del SCS, las cuales se describen a continuación:

Rowe (Conagua, 1987)

$$Tc = \left(\frac{0.86L^3}{\Delta H}\right)^{0.385} = \left(\frac{0.86L^2}{S}\right)^{0.385} \qquad [3]$$

donde:
Tc= Tiempo de concentración en hr.
L= Longitud del cauce principal en km.
S= Pendiente del cauce principal al millar

Kirpich (Conagua, 1987)

$$Tc = 0.0003245\left(\frac{L}{\sqrt{S}}\right)^{0.77} \qquad [4]$$

donde:
Tc= Tiempo de concentración en hr
L = Longitud del cauce principal en m
S = Pendiente media del cauce principal (relación directa)

Chow (Conagua, 1987)

Esta formulación calcula el tiempo de retraso en función de la longitud y pendiente del cauce principal, y relaciona este valor con el tiempo de concentración como:

$$Tc = \frac{Tr}{0.6} \qquad [5]$$

El tiempo de retraso se calcula según Chow:

$$Tr = 0.00505\left(\frac{L}{\sqrt{S}}\right)^{0.64} \qquad [6]$$

donde:
Tr= Tiempo de retraso en horas
L = Longitud del cauce principal en m
S = Pendiente media del cauce principal en porcentaje

Servicio de Conservación de Suelos (Soil Conservation Service, SCS) de E.U (Conagua, 1987)

Ecuación desarrollada por el SCS a partir de información de cuencas de uso agrícola; ha sido adaptada a pequeñas cuencas urbanas con áreas inferiores a 800 Ha (8 km2); se ha encontrado que generalmente es buena cuando el área se encuentra completamente pavimentada; para áreas mixtas tiene tendencia a la sobreestimación.

$$Tc = \frac{L^{1.15}}{3085\Delta H^{0.38}} \qquad [7]$$

donde:
Tc= Tiempo de concentración en hr
L = Longitud del cauce principal en m
ΔH = Desnivel máximo sobre el cauce principal en metros

Formulación para el cálculo del tiempo de recorrido difuso

Dicho tiempo corresponde al que tardaría el escurrimiento superficial en llegar al sistema de drenaje, en el caso que nos ocupa, el cauce principal.

$$t_{dif} = 2L_{dif}^{0.408} n_{dif}^{0.312} J_{dif}^{-0.209}$$

donde:
t_{dif} = Tiempo de recorrido en flujo difuso sobre el terreno (minutos),
n_{dif} = coeficiente de flujo difuso (adimensional) Tabla 1.- Valores del coeficiente de flujo difuso (BOE, 2016)
,
L_{dif} = longitud de recorrido en flujo difuso (m),
J_{dif} = Pendiente media del tramo en cuestión (adimensional).

Tabla 1.- Valores del coeficiente de flujo difuso (BOE, 2016)

Cobertura del terreno		n_{dif}
Pavimentado o revestido		0.015
No pavimentado ni revestido	Sin vegetación	0.05
	Con vegetación escasa	0.12
	Con vegetación media	0.32
	Con vegetación densa	1

Análisis de frecuencias

Primeramente, se localizaron las estaciones convencionales que registran lluvias y temperaturas cada 24 horas, para conocer la influencia de cada una de ellas y poder asignar la lluvia correspondiente a la cuenca.

Del registro histórico de la estación convencional se extrajeron las precipitaciones máximas diarias para realizar el análisis de frecuencias y así obtener tormentas de diseño para diferentes periodos de retorno. Se utilizaron las funciones de distribución de probabilidad Normal, Lognormal 2 y 3 parámetros, Gamma 2 y 3 parámetros, Log Pearson III, Gumbel y Doble Gumbel, eligiendo la FDP de mejor ajuste. El análisis de frecuencias se llevó a cabo con el Software Análisis de

Frecuencias (AFA), el cual fue desarrollado por el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA 2011).

Tormentas

La noche del evento se registró en una estación convencional dentro de la cuenca de estudio un valor puntual de 54.5 milímetros de lluvia, sin embargo y dada la carencia de pluviógrafo, se decidió utilizar la información de las Estaciones Meteorológicas Automáticas más cercanas a la zona, las cuales se encuentran en un radio de 8 kilómetros. La Estación Tetela del Monte en dirección norponiente, la estación IMTA en dirección suroriente (ambas a 8 km de la cuenca). Y la estación CuernavacaOb a un radio de 2.6 kilómetros aproximadamente.

Para cumplir con el primer objetivo, se revisaron sus registros en las fechas que ocurrió el evento, encontrando lo siguiente: La información de la EMA Tetela del Monte, operada por el Instituto Nacional de Investigaciones Forestales Agrícolas y Pecuarias (INIFAP), registró 52.7 milímetros de lámina de lluvia, durante la noche del 11 y la madrugada del 12 de julio de 2017. Mientras que en la estación automática IMTA, solo se registraron 15 milímetros de lámina de lluvia. De la estación CuernavacaOb solo pudo obtenerse la duración característica de las tormentas -4 horas-, ya que presentaba registros fuera de rango, comparados con lo que se ha presentado en la zona. Debido a lo anterior, y para reproducir la tormenta del día del asentamiento, se eligió transformar a su forma adimensional la tormenta registrada en la estación Tetela del Monte, y aplicar el valor de lluvia puntual de la estación convencional que está dentro de la cuenca de estudio llamada Cuernavaca DGE (54.50 mm).

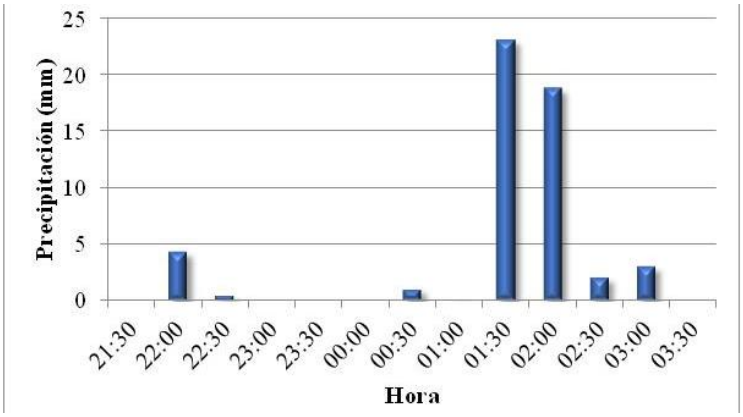


Figura 2.- Precipitación del día del evento, registrada en la estación Tetela del Monte

Para cumplir con el segundo objetivo; diseñar una alcantarilla para el paso de una avenida con periodo de retorno de 100 años, se eligió el patrón característico de tormentas más severo, a partir de la construcción de dos patrones de tormenta con los registros de la estación convencional y las automáticas de la zona de estudio.

El primer patrón de tormentas se construyó mediante el siguiente procedimiento:

- Se analizaron 68 tormentas superiores a los 50 milímetros ocurridas en la EMA CuernavacaOb (la cual está a 2.6 kilómetros de la cuenca). Sin embargo, los eventos registrados muestran que la estación se encuentra descalibrada, pero también que el 50% de las tormentas tienen una duración máxima de 4 horas.
- Debido a la duración anterior, se analizaron las tormentas mayores a 50 milímetros de la EMA del IMTA; ya que ésta última contaba con el registro de lluvias mayor (1999-2013). Se obtuvo la frecuencia de tormentas para cuatro intervalos de duración: Hasta 4 horas, entre 4 y 6 horas, entre 6 y 9 horas, y las mayores a 9 horas.

- Con las tormentas de duración no mayor a 4 horas de la EMA IMTA se construyó una curva masa unitaria, adimensional para tormentas mayores a los 50 milímetros en la zona de estudio.

Tabla 2.- Frecuencia de tormentas por intervalo de duración en la EMA CuernavacaOb

No tormentas	Intervalo de duración
35	entre 1:10 y 4:00 h
18	entre 4:00 y 6:00 h
6	entre 6:00 y 9:00 h
5	de 9:00 hasta 20:00 h
64 tormentas	

Tabla 3.- Frecuencia de tormentas por intervalo de duración, de la EMA IMTA

No tormentas	Intervalo de duración
9	entre 1:40 y4:00
6	entre 4:00 y 6:00
4	entre 6:00 y 9:00
5	de 9:00 hasta 20:00

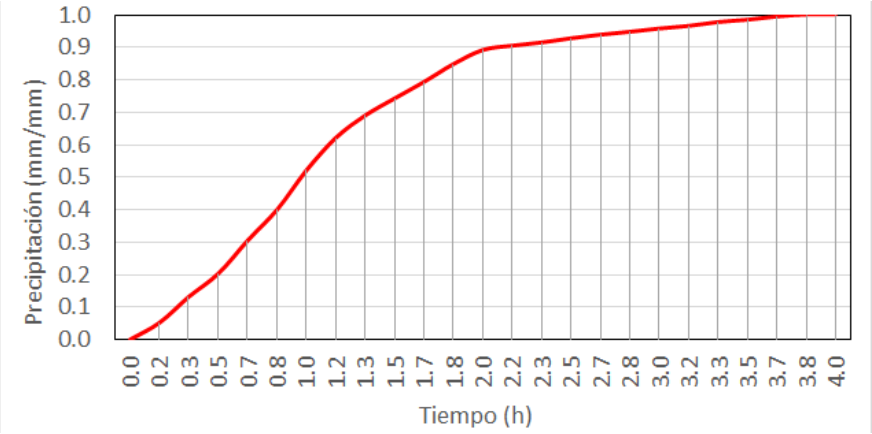


Figura 3.- Curva masa unitaria y adimensional para tormentas mayores a 50 mm en la zona de estudio

El segundo patrón de tormentas se construyó mediante el siguiente procedimiento: se realizó un barrido en todo el registro de la precipitación de la EMA IMTA (1999-2013).

Por ejemplo, para el año 2010 y una duración de 1 hora se sumó la precipitación registrada a las 00:00 hr hasta las 01:00 hr, posteriormente se realizó la suma desde las 00:10 hr hasta las 01:10 hr, después se sumó desde las 00:20 hr hasta las 01:20 hr. Este cálculo se realizó desde el 1 de enero al 31 de diciembre; posteriormente se seleccionó la precipitación máxima en 1 hora de todo el año. El proceso se repitió para cada uno de los años, y para duraciones con intervalos de 10 minutos, comenzando por 10 minutos hasta las 24 horas.

El resultado es contar con el registro completo de cada una de las tormentas anuales de mayor intensidad.

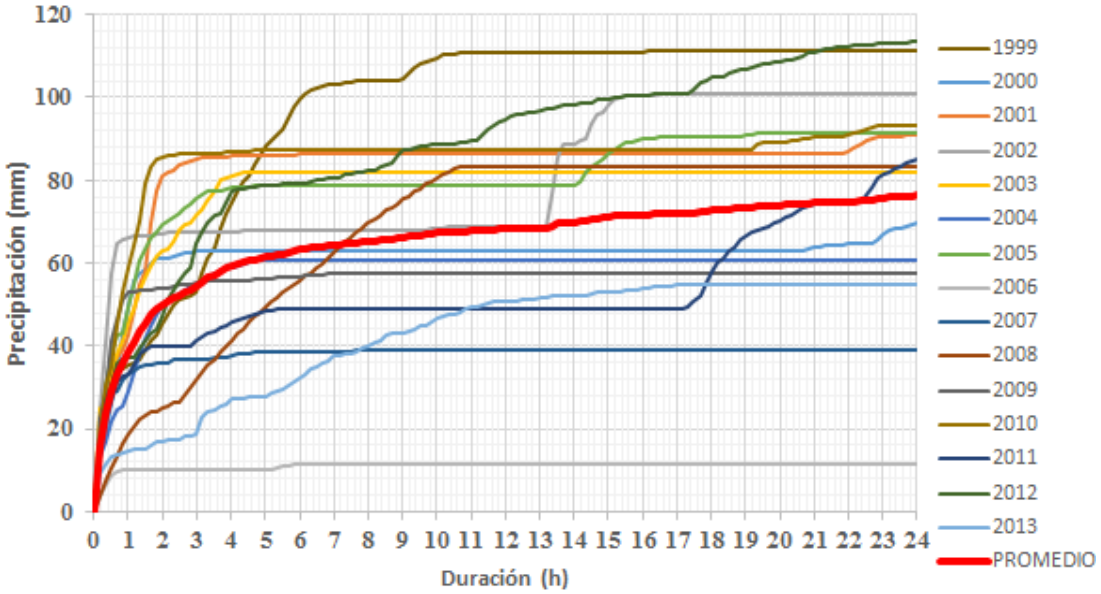


Figura 4.- Precipitaciones máximas para diferentes duraciones en la EMA IMTA

Cada una de las precipitaciones anuales calculadas se dividió entre la precipitación correspondiente a 24 horas, obteniendo así curvas masas unitarias, lo cual permite observar el patrón de distribución de las tormentas, independientemente de su magnitud.

En el proceso, para la obtención de las curvas I-D-T se tomó en cuenta la distribución temporal de la EMA IMTA mostrada en la Figura 4, y las precipitaciones correspondientes a los periodos de retorno obtenidas en el análisis de frecuencias. Una vez distribuida la precipitación para los diferentes periodos de retorno, se dividió la precipitación entre la duración obteniendo así las intensidades máximas para cada duración y periodo de retorno.

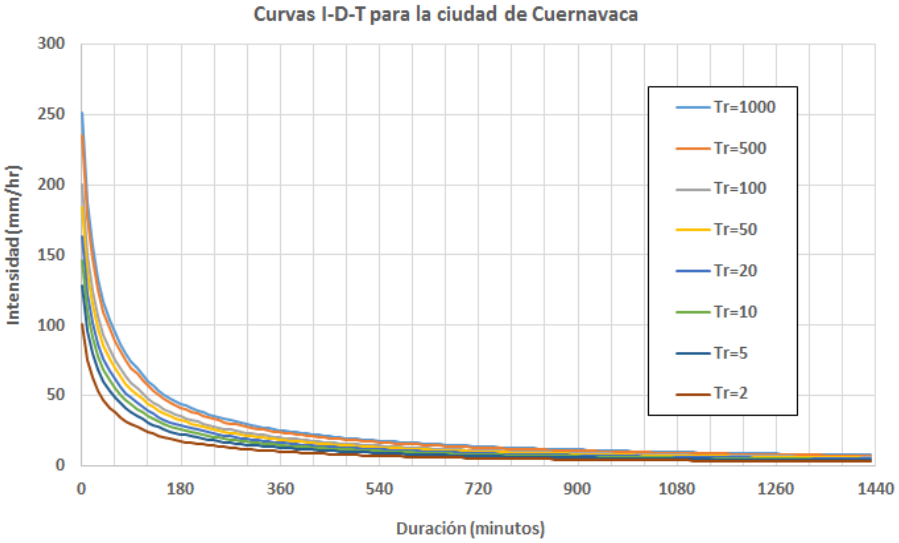


Figura 5.- Curvas Intensidad-Duración-Periodo de retorno (I-D-T)

Obtención de tormentas de diseño

Con los resultados del análisis de frecuencias de lluvias, y la función de distribución de mejor ajuste, se obtiene el valor de precipitación correspondiente al periodo de retorno de 100 años, enseguida se corrige por el intervalo fijo de observación de 1.13 (Wiess, 1964). Posteriormente se distribuye en el tiempo de acuerdo a las dos distribuciones temporales características de tormenta, elaboradas en este estudio.

Proceso de transformación de lluvia en escurrimiento

Una vez que se han calculado las características fisiográficas de la cuenca, y se cuente con la precipitación para el o los eventos de diseño deseados, se procede a realizar la transformación de lluvia en escurrimiento, a fin de determinar los gastos o hidrogramas generados como respuesta de la cuenca.

Para la estimación de avenidas, ya sea para el diseño de obras hidráulicas o para la planeación de los recursos hídricos, los métodos hidrológicos y métodos estadísticos son los más empleados (Ferrer, 1993). Con los primeros se determina la avenida generada por la cuenca, ante una tormenta definida con anterioridad. Por otra parte, con los métodos estadísticos se estima la frecuencia de los caudales máximos (Ferrer, 1993).

La modelación del proceso de transformación de lluvia-escurrimiento se realizó con el método del hidrograma unitario adimensional del SCS, el método de infiltración utilizado fue el del número de curva de escurrimiento del SCS. Todos estos métodos se encuentran incluidos en el software HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center - Hydrologic Modeling System), desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos de América; el cual es de uso público.

Figura 6.- Modelo lluvia - escurrimiento

Mediante este proceso se obtuvieron los hidrogramas producidos por las tormentas, del evento del 11 al 12 de julio de 2017 y la tormenta de diseño.

Revisión de la alcantarilla

La determinación de un hidrograma de crecida anteriormente requerida, fue con la finalidad de evaluar el flujo transitorio y conocer la evolución del perfil completo de flujo dentro de la alcantarilla. El hidrograma producto de la transformación lluvia-escurrimiento, se transitó por la alcantarilla con el paquete HEC-RAS 4.1. Ya que éste programa es capaz de realizar la simulación de flujo mixto, en conductos cerrados a través de las ecuaciones de Saint Venant en una dimensión para flujo en lámina libre y con el método de la ranura de Preissmann, para considerar el flujo a presión. Se sabe que la alcantarilla fue construida hace aproximadamente 50 años, es de concreto reforzado, con una sección circular de 1.52 m de diámetro, pendiente de 2.16% y una longitud de 63 m. Y para el cálculo se consideró un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.018 y tiempo de simulación de 5:30 horas.

RESULTADOS

La cuenca tributaria hasta el sitio de estudio tiene un área de 1.36 km^2, está situada sobre suelos tipo Feozem háplico y litosoles, con clase textural media. Su uso de suelo es predominantemente urbano, debido a que en la parte alta de la cuenca se encuentra el centro histórico de la ciudad de Cuernavaca, Morelos; México. Considerando el tipo y uso de suelo, que incluye la corrección por lluvia antecedente, el valor estimado para el número de curva N es de 92.5. La pendiente del cauce principal se determinó con el criterio de Taylor-Schwarz (Aparicio, 1997) y el tiempo de concentración obtenido para la cuenca fue de 55 min.

Análisis de frecuencias

Para predecir el comportamiento futuro de la precipitación en el sitio de interés, se utilizó la técnica de análisis de frecuencias; utilizando la información histórica de la estación convencional

Cuernavaca (DGE), ubicada dentro de la cuenca en estudio. Dicha estación cuenta con un registro histórico de 59 años de 1995 a 2013, dentro de los cuales el máximo evento registrado ocurrió en 1976 y fue de 129 mm. También pudo observarse que hubo tres años con poca lluvia, ya que los registros fueron inferiores a los 45 mm (1962, 1963 y 2013). Luego de aplicar las pruebas de bondad de ajuste se encontró que la función de distribución de probabilidad (FDP) que más se ajusta al registro histórico es la Lognormal de 3 Parámetros (ECM = 1.664), sin embargo se ha elegido la FDP Gumbel Doble (ECM = 1.682) para determinar los eventos de diseño (mayores al registro muestral), ya que como es sabido, la FDP Lognormal tiende a realizar sobreestimaciones para eventos hipotéticos mayores. Posterior a la determinación de valores de diseño, se aplicó un factor de corrección por intervalo fijo de observación y reducción por área, quedando de la siguiente forma.

Tabla 4.- Resultados del análisis de frecuencias

Tr años	Gumbel Doble (mm)	Lluvia de diseño (mm)
2	66.48	74.85
5	83.23	95.76
10	95.52	109.15
20	108.12	121.48
50	125.58	137.07
100	139.55	148.65
500	174.93	175.28
1,000	191.59	186.71

Hidrograma de escurrimiento provocado por la tormenta del 11 y 12 de julio

El primer objetivo de este estudio fue obtener el hidrograma de escurrimiento generado entre el 11 y 12 de julio, día en que ocurrió el asentamiento, con una lluvia acumulada de 54.50 mm, correspondiente a un periodo de retorno de 1.2 años. El registro de lluvia acumulado, junto con la distribución de tormentas de la EMA Tetela del Monte, permitió saber que el caudal máximo alcanzado a la entrada de la alcantarilla fue de 9.10 m^3/s, y que dicho caudal se presenta hora y media posterior al inicio de las lluvias, y termina tres horas después de presentarse el caudal máximo, quedando únicamente el caudal base.

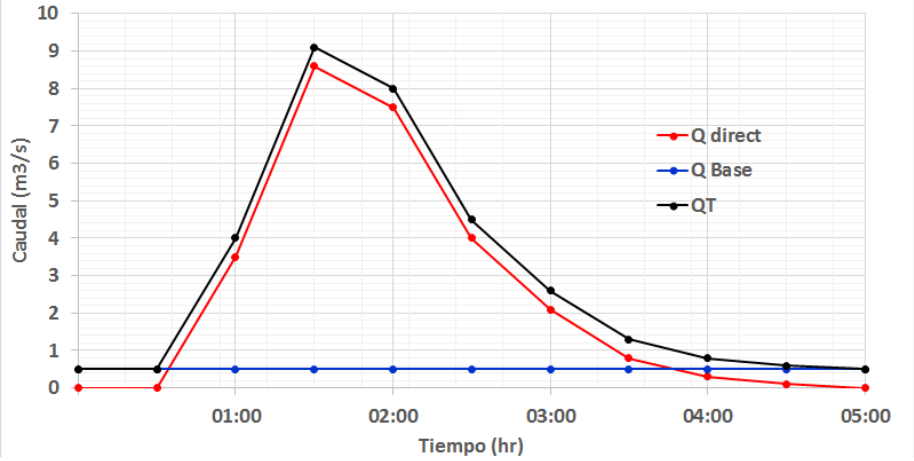


Figura 7.- Hidrograma del evento del 11 al 12 de julio de 2017

Al realizar la modelación se encontró que el escurrimiento provocó una sobreelevación del tirante, a la entrada de la alcantarilla de 2.59 m, por lo que la alcantarilla se encontró trabajando de forma presurizada. Y al observar el desarrollo del perfil hidráulico, se pudo deducir que bajo estas condiciones de escurrimiento, el lapso de tiempo que trabajó presurizada fue de 25 minutos.

Hidrograma de escurrimiento obtenido con el patrón de lluvia más severo

Para el cumplimiento del segundo objetivo se analizaron dos metodologías para obtener patrones de lluvia característico, el primero obtenido mediante la caracterización de tormentas registradas por la EMA IMTA mayores a 50 milímetros y con duración menor a 4 horas y el segundo que fue la elaboración la construcción de las curvas I-D-T con el registro histórico

completo, de la misma estación automática. En la siguiente figura se muestran los patrones característicos obtenidos, en forma de curva masa adimensional para la zona de estudio.

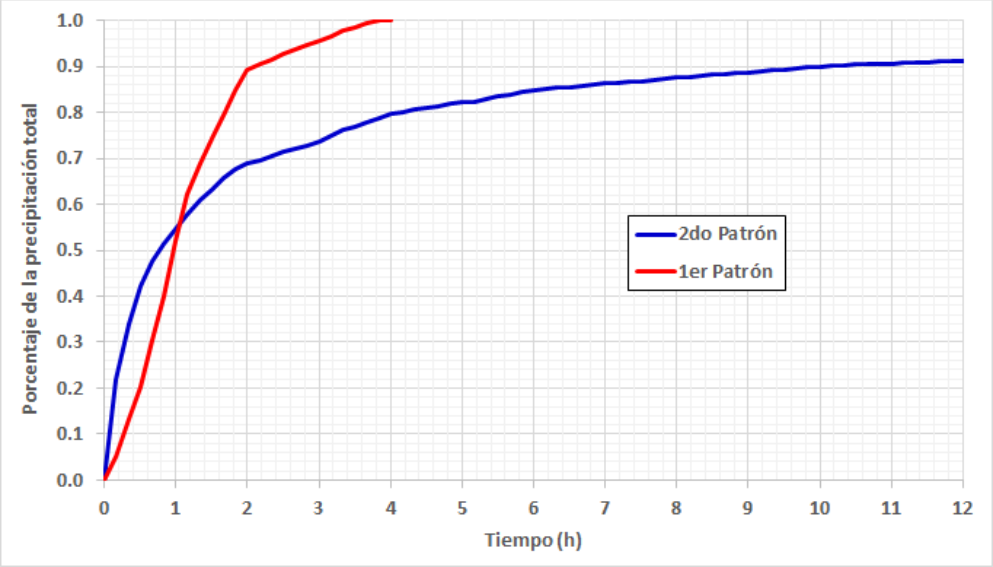


Figura 8.- Curvas masas adimensionales características

Con los valores de lluvias máximas anuales para diferentes periodos de retorno, se construyeron los hietogramas de diseño; se hizo la simulación hidrológica y se obtuvieron las avenidas de diseño, que se muestran en la Figura 9. En la Tabla 5, se muestran los resultados, donde se aprecia que los caudales obtenidos con la primera metodología son mayores, que los obtenidos con las curvas intensidad duración periodo de retorno.

Tabla 5.- Caudales máximos de diseño para los periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50 y 100 años. 1er y 2do Patrón de tormentas

Tr (años)	Caudal (m^3/s)
2	11.9
5	16.1
10	18.8
20	21.3
50	24.5
100	26.9
500	32.3
1,000	34.7

Tr (años)	Caudal (m^3/s)
2	8.4
5	11.8
10	14.0
20	16.0
50	18.6
100	20.6
500	25.1
1,000	27.1

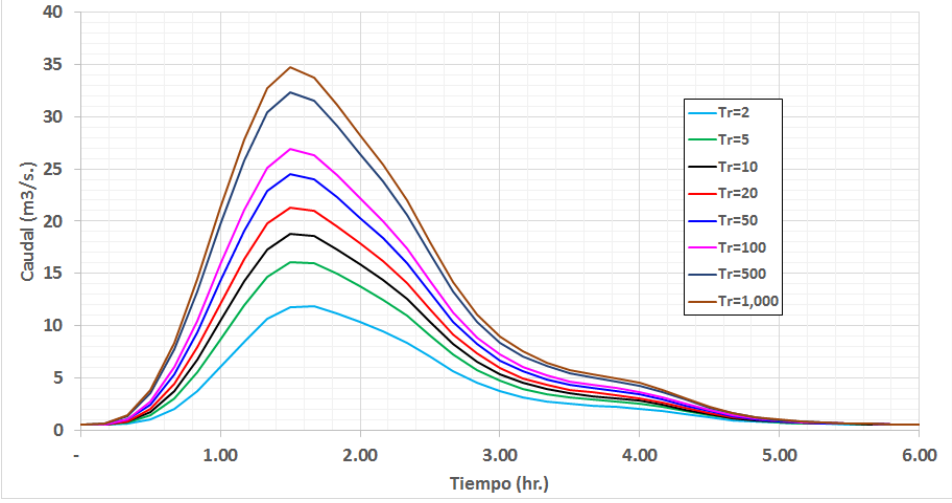


Figura 9.- Hidrogramas de diseño finales para los periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50 y 100 años

El hidrograma para el evento de diseño con periodo de retorno de 100 años, tuvo un caudal máximo de 26.90 m^3/s, y al realizar las simulaciones hidráulicas a través de la alcantarilla se encontró que con un diámetro de 3.10 m, el conducto trabaja a un 85% de su capacidad, en su sección hidráulica más desfavorable.

CONCLUSIONES

La lluvia registrada la noche del 11 y madrugada del 12 de julio de 2017 no fue atípica, ya que la lámina acumulada corresponde a una lluvia con periodo de retorno es de 1.2 años; sin embargo, el 80% del total de la lluvia (42 mm) se precipitó en una hora, lo que da como resultado una tormenta de corta duración, pero con intensidad mayor al promedio de las registradas en la zona.

La estación convencional Cuernavaca DGE registra los datos de lluvia de forma diaria, pero como lo muestran los registros de la EMA Cuenavaca Ob, las lluvias se presentan en su totalidad en un periodo de 1 a 6 horas como máximo.

De acuerdo con el análisis de tormentas elegido para la revisión de la estructura, se pudo demostrar que el 90% de la lluvia diaria de mayor intensidad registrada en la zona, se precipita en las primeras 2 horas y la duración total de ellas es de 4 horas.

Se pudo demostrar que al utilizar una curva Intensidad-Duración-Periodo de retorno (I-D-T), la magnitud de los eventos no fue mayor a la del primer patrón característico de tormentas construido.

La alcantarilla existente para el cruce de la autopista México-Acapulco en el km 93+800, no contaba con la capacidad mínima requerida (sin entrar en carga), para desalojar cualquier evento cuya recurrencia fuera mayor de 2 años.

Se probó en condiciones ideales de flujo, es decir; con un conducto libre de obstrucciones que el día del evento, la alcantarilla existente trabajó a presión durante un lapso de 25 minutos; sin embargo, por los efectos de sobreelevación observados en el sitio, mucho mayores a lo calculado, se deduce que debió haber ocurrido un taponamiento al interior de la alcantarilla, lo que conllevó a filtraciones y arrastre de finos dentro de la estructura terrestre, provocando la súbita caída del concreto hidráulico.

El dimensionamiento propuesto para el buen funcionamiento de la alcantarilla resultó ser de 3.10 m de diámetro, ideal para conducir un caudal con periodo de retorno de 100 años. Si eventualmente se produjera una avenida con un periodo de retorno de 500 años, la alcantarilla de 3.10 m de diámetro trabajaría al 94 % de su capacidad.

Referencias Bibliográficas

Aparicio F. J. (1997). Fundamentos de Hidrología de Superficie, Editorial Limusa, México.

BOE. (2016). Boletín Oficial del Estado. https://boe.es/boe/dias/2016/03/10/pdfs/BOE-A-2016-2405.pdf

Campos, A. D. F. (1998). Procesos del ciclo Hidrológico, Universitaria Potosina.

CONAGUA (1987). Instructivo de hidrología para determinar la avenida máxima ordinaria, México, D.F.

Ferrer, F. (1993), "*Recomendaciones para el cálculo hidrometeorológico de avenidas"*. CEDEX Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, M.d.O.P., Transportes y Medio Ambiente, p. 185.

IMTA (2011). Manual de Análisis de Frecuencias en Hidrología. Primera edición. ISBN: 978-607-7563-30-3

Weiss L. (1964). Ratio of true to fixed interval maximum rainfall. J. Hydraul. Div., Am. Soc. Civ. Eng., 90, 77–82.

MODELACIÓN RELACIÓN LLUVIA ESCORRENTÍA EN PROCESOS NO ESTACIONARIOS CON FOKKER-PLANCK-KOLMOGOROV

Diana Carolina Palacio Gómez
Escuela de Ingenieros Militares, Colombia
dacarol2000@yahoo.com, diana.palacio@esing.edu.co

RESUMEN:

El presente artículo analiza la relación lluvia-escorrentía a largo plazo del río Fonce (Santander, Colombia) y concluye que obedece a un proceso estocástico no estacionario; para ello se aplica el modelo Fokker-Planck-Kolmogorov bajo los preceptos de la teoría de procesos estocásticos no estacionarios. El trabajo es producto de investigación de la Maestría de Gestión del Riesgo de la Escuela de Ingenieros Militares. El problema planteado se expresa mediante el interrogante ¿Es la relación lluvia-escorrentía a largo plazo un proceso no estacionario en el río Fonce y cuáles son sus propiedades estadísticas no estacionarias? En conclusión, se demuestra que el proceso lluvia-escorrentía demuestra características de un proceso no estacionario y que modelo Fokker-Planck-Kolmogorov brinda resultados favorables.

ABSTRACT:

This article analyzes the long-term rain-runoff relationship of the Fonce River (Santander, Colombia) and concludes that it obeys a non-stationary stochastic process; for this the Fokker-Planck-Kolmogorov model is applied under the precepts of the theory of non-stationary stochastic processes. The work is the product of research of the Master of Risk Management of the School of Military Engineers. The problem posed is expressed by the question: Is the rain-runoff relationship in the long term a non-stationary process in the Fonce River and what are its non-stationary statistical properties? In conclusion, it is shown that the rain-runoff process demonstrates characteristics of a non-stationary process and that the Fokker-Planck-Kolmogorov model gives favorable results.

PALABRAS CLAVES: Proceso estocástico, balance hídrico y procesos no estacionarios

INTRODUCCIÓN

El balance hídrico (en condiciones de proceso estocástico no estacionario) como método de estimación de las relaciones existentes entre los procesos de precipitación (P), escorrentía (Q), evaporación (E), transpiración (T), filtración (F) y almacenamiento (Al), viene tomando auge en diversos estudios en el país. Sin embargo, la ausencia de redes de medición de la evaporación, transpiración, filtración y almacenamiento, conllevan en la mayoría de las cuencas hidrográficas del país a una relación directa entre la precipitación y la escorrentía superficial.

El estudio de la relación lluvia-escorrentía superficial en una cuenca hidrográfica aborda diversos horizontes temporales (desde una relación diaria, mensual, anual o multianual), en los cuales juega un rol importante en las interpretaciones el método estadístico o probabilístico.

En Colombia se tienen experiencias diversas sobre la modelación de la relación lluvia-escorrentía superficial, a saber: a) para el diseño de obras (civiles y militares) en el caso de ausencia de datos de caudales tiene vigencia el "Manual de Drenaje y Carreteras" del instituto INVIAS (INVIAS, 2011) el cual se recomienda establecer esa relación mediante el concepto de hidrograma unitario; b) para el análisis de la oferta hídrica en el caso de ausencia de datos de caudales tiene vigencia el método de balance hídrico, descrito en la Resolución 865 de 2004 "Por la cual se adopta la metodología para el cálculo del índice de escasez para aguas superficiales a que se refiere el Decreto 155 de 2004 y se adoptan otras disposiciones" del Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial – MAVDT y el documento técnico "Lineamientos Conceptuales y Metodológicos para la Evaluación Regional del Agua" del instituto IDEAM (IDEAM, 2013); c) a los países americanos las experiencias sobre la estimación de la oferta hídrica se compartió en el documento "Metodología para el cálculo del índice de escasez de agua superficial" por parte de la Organización de Estados Americanos – OEA (OEA, 2004). Además de las anteriores experiencias, existen otras que según los objetivos a cumplir se aplican por parte de empresas de consultoría, agencias nacionales, regionales y locales, tales como el estudio de la relación lluvia-escorrentía mediante el uso de modelos HEC-HMS, SWAT, entre muchos otros.

La fortaleza científica en el ámbito de la hidrología del país ha permitido modelar la relación lluvia-escorrentía superficial en diversos horizontes temporales y así afrontar las necesidades del diseño de obras, pronósticos de eventos (estiaje, inundación, entre otros), evaluaciones del recurso hídrico a largo plazo (con fines de la ordenación de las cuencas hidrográficas con soporte en el índice de escasez), entre muchos otros retos. No obstante, en los últimos años diversos autores (Domínguez C., 2010; Poveda G, 2012; Rivera H., 2013; Palacio Gómez D., 2016) afirman que el uso de las destrezas científicas en el modelado de la relación lluvia-escorrentía superficial está supeditado al cumplimiento de la premisa estadística que reza "la modelación de relación lluvia-escorrentía obedece al principio estadístico de proceso estocástico estacionario el cual permite establecer una relación directa entre pasado – presente – futuro"; es decir, que los valores futuros de la escorrentía superficial que se obtienen mediante el modelado estadístico se someten a la propiedad de proceso estacionario, cuando los momentos estadísticos de las series no varían con el paso del tiempo (permanecen constantes en diferentes periodos diferentes de tiempo). Esta crítica está hallando cada vez más evidencias en los ríos país, sobre todo, para el caso del estudio de la relación lluvia-escorrentía superficial (que se refleja en el balance hídrico) con fines de la estimación de la oferta hídrica.

Este trabajo trata precisamente sobre la necesidad de auscultar la propiedad de proceso estacionario y no estacionario para el caso de la relación lluvia-escorrentía superficial del río Fonce (Santander, Colombia) aplicando el modelo Fokker-Planck-Kolmogorov, el cual se soporta en la teoría moderna de procesos estocásticos. Se enmarca en el proyecto de investigación sobre eventos que generan amenazas de inundaciones denominado "Desarrollo de una metodología y un aplicativo de

modelación hidrológica bajo impacto de escenarios del cambio climático para el diseño de obras militares en vías terrestres. Caso de estudio: diseño del puente en el rio Fonce, caudales máximos (San Gil, Santander", el cual se adelanta en la Maestría de Gestión del Riesgo de la Escuela de Ingenieros Militares, en la línea de investigación OMAIRA del Grupo de Ingenieros Militares.

La pregunta del problema a resolver con el proyecto de investigación plantea ¿Es la relación lluvia-escorrentía a largo plazo un proceso no estacionario en el río Fonce y cuáles son sus propiedades estadísticas no estacionarias?

En el trabajo se compilan los datos de precipitación y caudales (expresados en escorrentía superficial), modelo digital de terreno; se procesan estadísticamente con el método de momentos centrales de Karl Pearson y se aplica el modelo FPK en su versión de proceso estocástico no estacionario. El modelado de la relación lluvia-escorrentía superficial para el caso de proceso estacionario y no estacionario se lleva a cabo con el modelo FPK.

El trabajo demuestra que el modelo Fokker-Planck-Kolmogorov brinda resultados favorables y describe en forma adecuada una ley de distribución de probabilidad que relaciona la lluvia con la escorrentía bajo las consideraciones de un proceso estocástico no estacionario.

MÉTODO Y DATOS

El estudio de los procesos estocásticos de tipo estacionario y no estacionario se lleva a cabo con el uso de la estadística aplicada, en la cual se escudriñan los valores de los momentos estadísticos (media, varianza, asimetría, curtosis, entre otros). El método tradicional para estimar el balance hídrico en una cuenca hidrográfica utiliza los valores promedios de las series temporales de los procesos de precipitación, escorrentía, evaporación, y de las demás variables. Además, asume que estas variables evidencian la propiedad de estacionariedad en la serie de datos. Es decir, el valor promedio en cada serie temporal es constante para todo el periodo de tiempo en estudio.

De otra parte, en la actualidad existe la necesidad de estudiar el balance hídrico bajo consideraciones de un proceso estocástico no estacionario, habida cuenta que por diversas causas (alteración de las propiedades del suelo, vegetación, construcción de obras para el almacenamiento de agua, impacto del cambio climático, u otras) se podría estar ante la presencia de cambios de los momentos estadísticos durante el periodo de tiempo en estudio.

La importancia de estudiar el balance hídrico bajo consideraciones de un proceso estocástico no estacionario de una cuenca hidrográfica en los estudios de diseño hidrológico de una obra, radica en que permite caracterizar y conocer el comportamiento hidrológico histórico y actual. Esta actividad es primordial para identificar la existencia de una relación directa lluvia-escorrentía.

Se asume que si el balance hídrico es no estacionario, entonces la relación lluvia-escorrentía para el caso de los valores máximos y mínimos también debe obedecer a un comportamiento de tipo no estacionario. Por ello, este trabajo se constituye en la primera etapa para modelar el comportamiento de los caudales con fines de diseño de obras bajo condiciones de un proceso estocástico no estacionario. A continuación, se describe el método y los datos utilizados con soporte en el trabajo de Palacio Gómez D. (2016).

El balance hídrico se suele plantear en la forma:

$$P - Q - E - T - F - A = 0 \qquad [1]$$

Para el caso de la cuenca hidrográfica del río Fonce, no se tienen estaciones que tomen datos de

almacenamiento de agua (Al), ni de la filtración (F) y transpiración (T). En muy pocos sitios se realizan mediciones de la evaporación (E). Para estimar el balance hídrico en condiciones de proceso no estacionario en la cuenca del río Fonce, se utilizarán los datos de precipitación y caudales (expresados en escorrentía) en un periodo desde 1956 hasta 2014.

Tradicionalmente, la relación lluvia-escorrentía superficial se estima en todo el periodo de tiempo establecido (por ejemplo, 1956-2014). Sin embargo, en el trabajo presente esta relación se estudia en dos periodos temporales (1956-1984 y 1985-2014), tratando de establecer si la precipitación y la escorrentía evidencian propiedades de no estacionariedad en esos periodos.

De otra parte, en ingeniería se tiene amplia experiencia en la modelación de procesos no estacionarios. Para ello, se aplica el modelo Fokker-Planck-Kolmogorov.

El modelo Fokker-Planck-Kolmogorov – FPK interpreta los procesos estocásticos con propiedades estacionarias (cuando los valores de los momentos estadísticos en dos o más periodos de tiempo se mantienen constantes) y no estacionarias (cuando los valores de los momentos varían). En el caso de un proceso estacionario el modelo FPK se acopla al Sistema de Pearson y su solución se enmarca en los métodos analíticos de solución de una ecuación diferencial ordinaria; mientras que en el caso del proceso no estacionario la solución se brinda mediante los métodos numéricos de ecuaciones diferenciales en derivadas parciales.

El modelo Fokker-Planck-Kolmogorov es de tipo físico- estadístico, permite enlazar en una ecuación diferencial en derivadas parciales las leyes físicas y los principios estadísticos. Se conoce con nombres diversos: a) a) modelo Fokker en física, b) modelo Planck en física cuántica, c) modelo Kolmogorov, d) ecuación prospectiva de Kolmogorov, e) ecuación máster de Chapman-Kolmogorov, entre otros.

El modelo FPK es de la forma:

$$\frac{\partial y}{\partial t} = -\frac{\partial [Ay]}{\partial x} + \frac{1}{2}\frac{\partial^2 [By]}{\partial x^2} \qquad [2]$$

en donde,

y	Valor a encontrar de la probabilidad
t	tiempo
x	Variable hidrológica en estudio
$A = \lim_{\Delta t \to 0} \frac{E[\Delta x \mid x]}{\Delta x}$	Coeficiente de traslación
$B = \lim_{\Delta t \to 0} \frac{E\left[\Delta x^2 \middle| x\right]}{\Delta x}$	Coeficiente de difusión o volatilidad
$E[\Delta x \mid x]$	Esperanza matemática

La determinación de los parámetros A y B del modelo FPK depende de la relación que se establezca entre las leyes físicas y los principios estadísticos que rigen al proceso en estudio. Generalmente, se plantea de la forma siguiente:

$$A(Q) = -(C - 0.5\ G_{\alpha})\ Q - 0.5\ G_{\alpha\beta} + N$$

$$B(Q) = G_{\alpha}\ Q^2 - 2G_{\alpha\beta}\ Q + G\beta \qquad [3]$$

En donde Q (mm) es la escorrentía, N (mm) es la precipitación, α representa a un ruido blanco (que incide en forma multiplicativa sobre Q), β es otro ruido blanco (que incide en forma aditiva sobre N), G es la intensidad del ruido blanco.

Andrey Kolmogorov, autor de su versión moderna, demostró que la FPK se extiende a la ecuación diferencial ordinaria del Sistema de Pearson. Ello, le permite al modelo FPK enlazarse a los modelos estadísticos tradicionales, tales como Normal, Log Normal, Gumbel, Weibull, Fisher, Paretto, Student, entre otros.

El procedimiento general para su aplicación comprende los siguientes pasos:

a) Selección del tiempo de estudio de la variable hidrológica e identificación del periodo temporal en el cual el proceso demuestra propiedades no estacionarias.
b) Estimación de los momentos estadísticos en los periodos temporales identificados, comprobación del comportamiento no estacionario de la variable y construcción del histograma de frecuencias empíricas en cada periodo temporal establecido.
c) Ajuste de una ley de distribución de probabilidad al histograma empírico de frecuencias de la variable en los periodos temporales identificados con propiedades no estacionarias.
d) Identificación de los valores de parámetros de las intensidades de los ruidos blancos mediante un proceso de optimización.
e) Estimación de los valores de los parámetros A y B.
f) Cálculo de la ley de distribución de probabilidad en cada periodo temporal.
g) Modelación del comportamiento futuro de la ley de distribución de probabilidades de la variable en estudio.

En el caso del presente trabajo se seleccionó el río Fonce (Santander, Colombia). Sobre este cuerpo hídrico se están realizando diversos proyectos científicos con fines de mejorar las metodologías que se aplican en la actualidad para estimar valores de la oferta hídrica, valores extremos de niveles del agua y caudales para el diseño de obras y valores de los parámetros de calidad del agua.

La cuenca del río Fonce es de alto interés por el uso del agua para los sectores de abastecimiento de agua, agricultura, turismo e hidroenergía. Mencionada cuenca se ubica al centro oriente del país en el departamento Santander. Su forma es ovalada y sus aguas escurren de sur a norte, aportando sus aguas al río Suárez y posteriormente al río Magdalena (ver la figura 1).

Figura 1.- Imagen de la cuenca hidrográfica del río Fonce.
Fuente: Figueroa L. F. (2015).

El procedimiento específico aplicado fue el siguiente:

a) La variable hidrológica seleccionada corresponde a los valores promedios de caudales (expresados en escorrentía superficial) del río Fonce y la precipitación con fines de estudiar el balance hídrico.
b) El periodo corresponde a 1955-2014, el cual comprende 60 años (ver la figura 2). Se plantea un periodo futuro para el cual se prevén aumento/disminución de la precipitación y con la cual se modela las probabilidades de los valores de caudales.

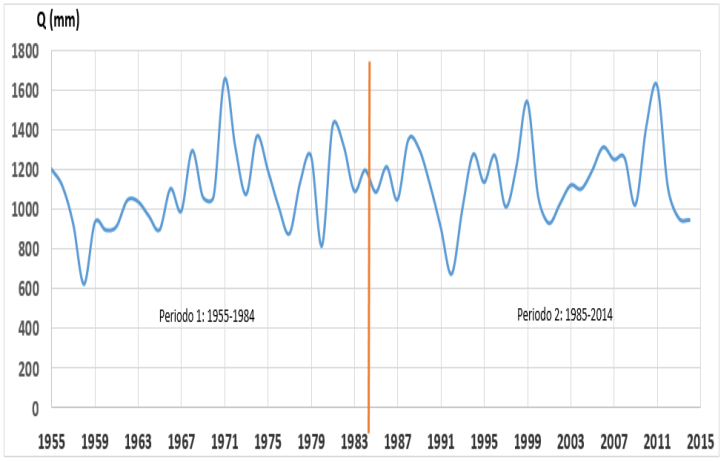


Figura 2.- Hidrograma de escorrentía del río Fonce en San Gil (Santander, Colombia).
Fuente: Palacio Gómez. D. (2016).

c) Los 60 años de referencia se dividen en dos periodos, el primero comprende 1955-1984 y el segundo 1985-2014 (ver la figura 2).
d) Para ambos periodos se estiman los momentos estadísticos y se identifican sus diferencias en porcentaje.

Tabla 1.- Valores de precipitación media (P) y escorrentía (Q)

Periodo [año]	P [mm]	Q [mm]
1956-1984	2330	1100
1985-2014	2550	1150

Fuente: Palacio Gómez. D. (2016).

e) Para la construcción del histograma empírico de frecuencias se establecieron las clases y sus respectivas frecuencias. Posteriormente se ajusta la ley de distribución de probabilidades tipo Pearson III según el Sistema de Pearson.

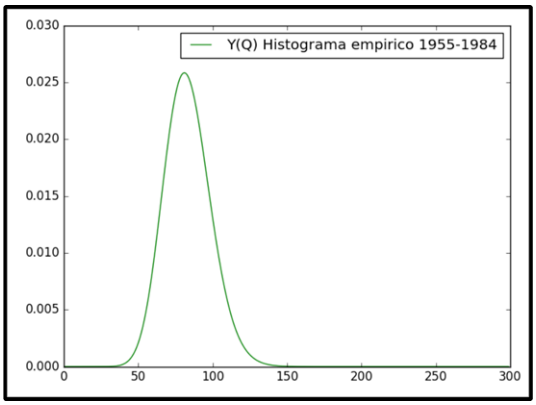


Figura 3.- Histograma empírico de escorrentía del río Fonce en San Gil en el periodo 1955-1984
Fuente: Palacio Gómez. D. (2016).

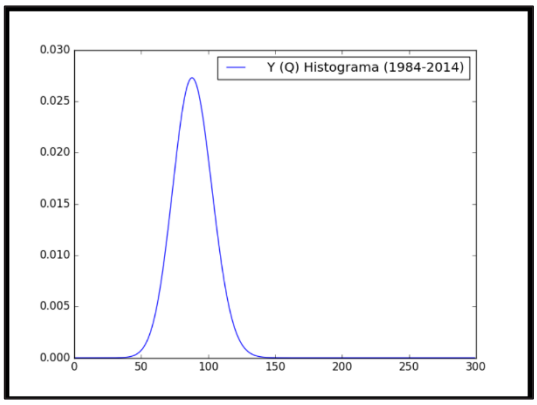


Figura 4.- Histograma empírico de escorrentía del río Fonce en San Gil en el periodo 1985-2014
Fuente: Palacio Gómez. D. (2016).

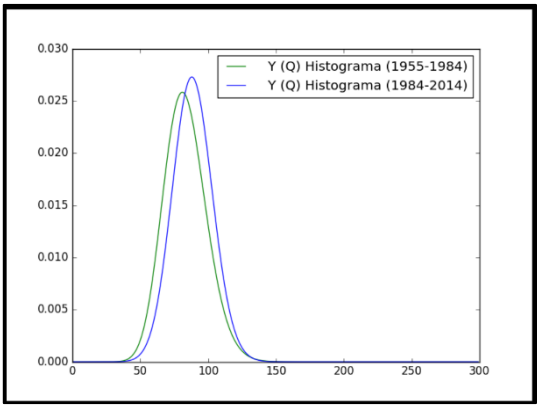


Figura 5.- Diferencias entre los histogramas empíricos de escorrentía del río Fonce en San Gil de los periodos 1985-2014 y 1985-2014.
Fuente: Palacio Gómez. D. (2016).

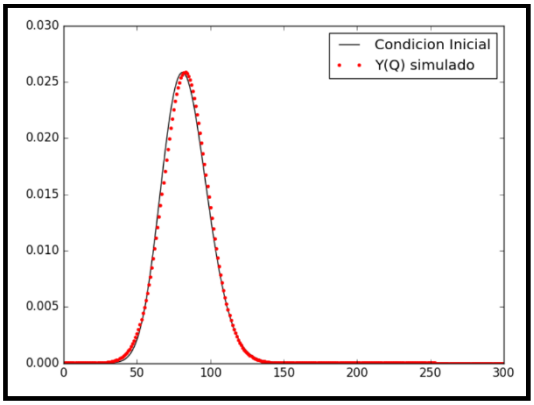


Figura 6.- Ajuste de la FPK al histograma empírico de escorrentía del río Fonce en San Gil de los periodos 1955-1984.
Fuente: Palacio Gómez. D. (2016).

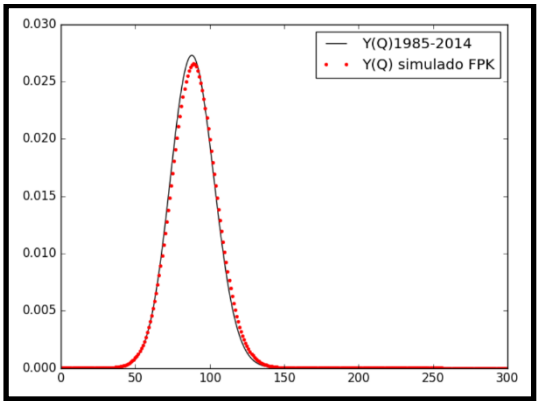


Figura 7.- Ajuste de la FPK al histograma empírico de escorrentía del río Fonce en San Gil de los periodos 1985-2014.
Fuente: Palacio Gómez. D. (2016).

f) Una vez obtenidos los valores de los momentos estadísticos y la ley de distribución de probabilidad teórica, se procedió a estimar los valores de las intensidades de los ruidos blancos. Los valores de las intensidades de los ruidos blancos se estiman inicialmente para el periodo 1955-1984, posteriormente se ajustan al periodo 1985-2014 y finalmente se aplican a un periodo futuro.

g) Los valores de las intensidades de los ruidos blancos en el periodo 1955-1984 son Gα= 0.0165, Gαβ= 0.100 y Gβ=950.
h) Los valores de las intensidades de los ruidos blancos en el periodo 1985-2014 son Gα= 0.0165, Gαβ= 0.100 y Gβ=878.
i) Con los valores de las intensidades de los ruidos blancos y los valores de los momentos estadísticos de los caudales y precipitación se procede a estimar los valores de A y B.

Se aplica la ecuación [2] para hallar la ley de distribución de probabilidad de la escorrentía a futuro.

ANALISIS DE RESULTADOS

Una vez ajustado el modelo FPK al comportamiento de la escorrentía superficial en los periodos 1956-1984 y 1985-2014, se procede a plantear una relación lluvia-escorrentía a futuro en dos casos:

a) Cuando se asume que a futuro el valor promedio de la precipitación aumentará en un 10% respecto a su valor en el periodo 1985-2014 y b) a futuro el valor promedio de la precipitación aumentará en un 20% respecto a su valor en el periodo 1985-2014.

A continuación, se presentan en las figuras 8 y 9 los resultados del modelado de la relación lluvia-escorrentía bajo propiedades de un proceso estocástico no estacionario.

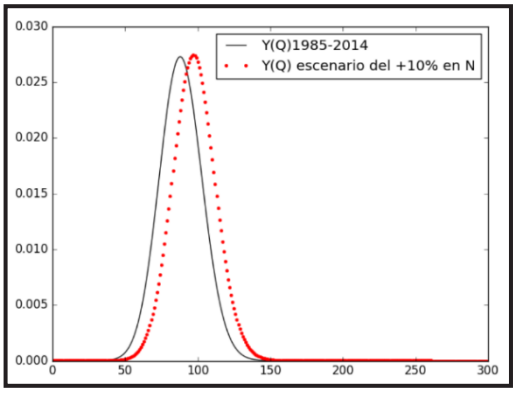


Figura 8.- Modelado de la escorrentía en proceso no estacionario por aumento de precipitación en 10%.
Fuente: Palacio Gómez. D. (2016).

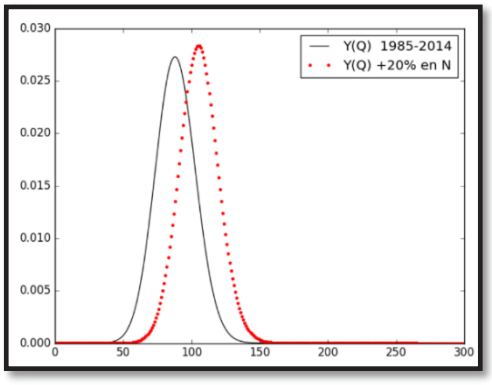


Figura 9.- Modelado de la escorrentía en proceso no estacionario por aumento de precipitación en 10%.
Fuente: Palacio Gómez. D. (2016).

Como se puede apreciar, el aumento del valor promedio de las precipitaciones genera aumento del valor promedio de la escorrentía.
Los resultados obtenidos en el presente trabajo, permiten confirmar que el modelo FPK se puede aplicar para estudiar el comportamiento no estacionario de la escorrentía superficial del río Fonce. Este esfuerzo es el primer paso para modelar en adelante el comportamiento de los caudales máximos del río (ver la figura 10), los cuales evidencian propiedades de un proceso estocástico no estacionario: a partir del año 1985 se aprecia una tendencia al aumento en la serie temporal.

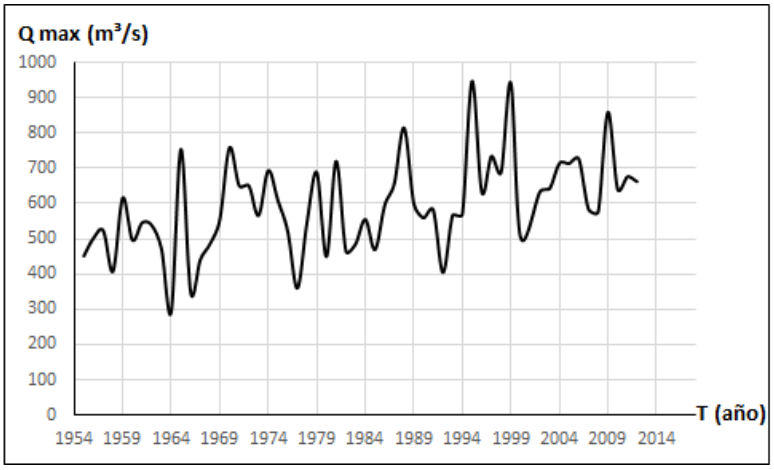


Figura 10.- Caudales máximos de la estación San Gil ubicada en el Río Fonce
Fuente: Datos IDEAM.

CONCLUSIONES

En el trabajo se estudia el comportamiento de la precipitación y caudales anuales del río Fonce, para determinar si el comportamiento de la escorrentía superficial obedece a las propiedades no estacionarias.

La serie temporal de escorrentía se divide en dos periodos (1956-1984 y 1985-2014) para estimar los valores de los momentos estadísticos y se construyen los histogramas empíricos de las frecuencias. Ambos histogramas difieren en promedio y desviación estándar, razón por la cual se infiere que se trata de un comportamiento no estacionario. Por ello, se espera que los caudales máximos del río Fonce también obedezcan a un proceso estocástico no estacionario.

Se aplica la ecuación FPK para modelar el comportamiento no estacionario de la escorrentía, el cual se ajusta en forma aceptable. El modelo arroja resultados satisfactorios sobre el impacto de la precipitación (en aumentos del 10% y 20%) en la escorrentía bajo condiciones de un proceso estocástico no estacionario.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Domínguez, E., & Rivera, H. (2010). "A Fokker–Planck–Kolmogorov equation approach for the monthly affluence forecast of Betania hydropower reservoir". Journal of hydroinformatics, Vol.12 No.4, Noviembre 2010, pp. 486-501.

Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales - IDEAM (2013). "Lineamientos conceptuales y metodológicos para la evaluación regional del agua" Imprenta Nacional, Bogotá.

Instituto Nacional de Vías - INVIAS (2009). Manual de Drenaje para Carreteras, Bogotá, 400 pp.

Martínez Figueroa, Luis Fernando (2016). Tesis de Pregrado "Modelación hidrológica con fines de pronósticos de los caudales medios diarios del rio Fonce en años de baja humedad" Universidad Militar Nueva Granada, Bogotá, 376 pp.

Palacio Gómez, D. C., & González Murillo, C. (2016). "Reseña sobre el estado del arte de la aplicación del modelo Fokker-Planck-Kolmogorov en la estimación de amenazas hidrológicas". Revista Avances, Investigación en Ingeniería, Vol. 13, No.2, pp. 83-98.

Poveda Jaramillo G. (2012) "El colapso de la hipótesis de estacionariedad por cambio climático y variabilidad climática: implicaciones para el diseño hidrológico en ingeniería". Revista de Ingeniería, Universidad de los Andes, No. 36, 2012, pp. 65-76.

Organización de Estados Americanos - OEA (2004) "Metodología para el cálculo del índice de escasez de agua superficial ", Impresa OEA, Lima.

Rivera, H. G., Gómez, D. C. P., & Guerrero, F. M. R. (2013). Impacto de los escenarios de cambio climático en los recursos naturales renovables en jurisdicción de la Corporación Autónoma Regional de Santander. Universidad Nacional de Colombia, Bogotá.

IAHR AIIH
XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

MODELACIÓN HIDROLÓGICA. COMPARACIÓN DE HIDROGRAMAS CALCULADOS CON UN MÉTODO CONCENTRADO Y UNO DISTRIBUIDO

González Escalona, F. D.[1, 2]. , Aragón-Hernández, J. L.[2], Bladé, E[3].
1 Secretaría de Posgrado e Investigación, Facultad de Ingeniería, UNAM, México,
2 Departamento de Hidráulica, División de Ingenierías Civil y Geomática, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
3 Instituto de Investigación Flumen (UPC y CIMNE), España.
fabiandariogonzalezescalona@gmail.com, jaragonh@unam.mx, ernest.blade@upc.edu

RESUMEN:

Un análisis hidrológico puede realizarse a través de métodos lluvia-escurrimiento con parámetros concentrados o métodos con parámetros distribuidos. En este estudio se evalúa la aplicación de un método concentrado y un método distribuido, comparando los caudales pico calculados contra los caudales pico aforados en una estación hidrométrica ubicada en el punto de salida de la cuenca, así como los volúmenes de escurrimiento directo de los hidrogramas calculados.

La lluvia fue el parámetro a concentrar en el modelo lluvia-escurrimiento para el método del hidrograma unitario adimensional, y a distribuir con el modelo bidimensional Iber.

En función del uso de suelo de la cuenca, se calculó un número de curva que es el parámetro de calibración del modelo concentrado, mientras que para el método distribuido, se empleó el uso de suelo para estimar los coeficientes de fricción de Manning hidrológicos, los cuales son los parámetros a calibrar de este método.

Para validar el método distribuido, se simularon diferentes periodos de retorno, obteniendo errores relativos que oscilan entre 2 y 9%.

ABSTRACT:

A hydrological analysis can be done through the utilization of runoff rain concentrated parameter methods or distributed parameter methods. On this research the application of a concentrated method and a distributed method is evaluated, through the comparison of pick discharge measures on a hydrometric station placed on the basin exit point; also the direct runoff volume of each calculated hydrographs were compared.

The rain was the concentrated parameter in a runoff rain model for the dimensionless unit hydrograph, and to distribute on Iber two-dimensional model.

The basin land use was used to calculate the curve number which is the calibration parameter of the concentrated model; meanwhile in the distributed method, the land use was used to estimate the hydrological Manning friction coefficients, which are the calibration parameters of this model.

In order to validate the distributed method, different return period were simulated, the relative errors values obtained varied between 2 to 9 %.

PALABRAS CLAVES: precipitación efectiva, caudal pico, coeficiente de Manning hidrológico

INTRODUCCIÓN

El análisis hidrológico consiste en determinar los hidrogramas de diseño a la salida de una cuenca hidrológica empleando distintas técnicas (*Campos, 1988*). Tradicionalmente, se emplean modelos de parámetros concentrados donde la unidad de medida es la cuenca.

Los modelos de parámetros concentrados, son obtenidos a través de diversos métodos de lluvia-escurrimiento que de acuerdo a los límites de aplicación del modelo lluvia escurrimiento apropiado, ajustan al sitio de estudio, obteniendo buenos resultados. Sin embargo, actualmente es viable el uso de modelos con parámetros distribuidos, ya que los equipos de cómputo permiten realizar cálculos que anteriormente debido a su complejidad solían ser tardados.

Los modelos de parámetros distribuidos, permiten realizar una distribución espacial de los parámetros hidrológicos que intervienen tales como la lluvia, de manera más acorde con la realidad, ya que en cuencas grandes, considerar una sola lluvia de diseño para todo el modelo no sería apropiado. La lluvia tiene un comportamiento diferente en cada sitio, debido a componentes geográficos, climáticos y ambientales, y distribuirla de acuerdo con estos factores, llevará a resultados más congruentes.

En este trabajo, se realiza una comparación de dichos métodos, validando los resultados con caudales punta de una estación hidrométrica.

LOCALIZACIÓN

La aplicación se realizó en la cuenca del río Marquelia, ubicada en el estado de Guerrero, México (figura 1); la salida de la misma coincide con la cabecera municipal de Marquelia y descarga en el Océano Pacífico. Marquelia es un poblado en crecimiento que se encuentra asentado en la margen izquierda del río con el mismo nombre, en cotas comprendidas entre 8 y 12 m. s. n. m. y a escasos 4 km de la línea de costa. A la altura de la población, el cauce del río Marquelia tiene una pendiente baja, ancho de superficie libre del agua de hasta 180 m y transporta caudales importantes. La cuenca se encuentra muy cerca del límite con el estado de Oaxaca y aproximadamente a 100 km del puerto de Acapulco.

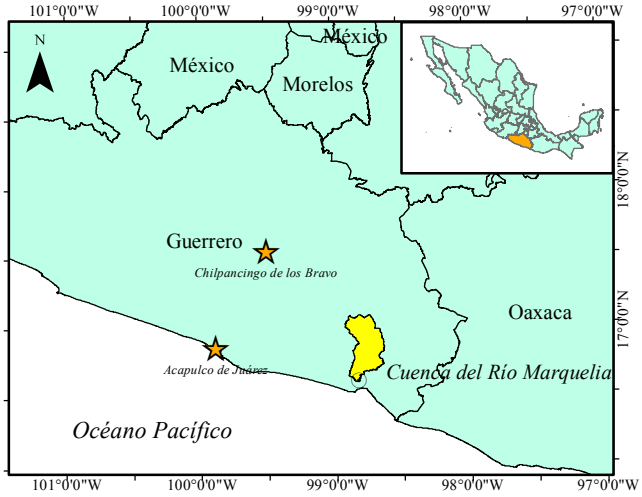


Figura 1. Ubicación geográfica de la cuenca de estudio.

Igual que en otros sitios de México, la población se estableció cerca de las márgenes del río, y con el paso del tiempo su demografía y urbanización crecieron junto con una escasa planificación, por lo tanto, es susceptible a inundaciones fluviales como consecuencia del desbordamiento del mismo (figura 2). Para conocer la magnitud de este fenómeno, son necesarios estudios hidrológicos e hidráulicos

Figura 2. Inundaciones en Marquelia provocadas por el desbordamiento del río el 18/octubre/2014.

CARACTERÍSTICAS FISIOGRÁFICAS

El modelo lluvia-escurrimiento requirió información fisiográfica, topográfica e hidrológica; para ello se utilizó un modelo digital de terreno (*INEGI, 2016*) con resolución de 15 m (figura 3), mediante el cual, a partir del punto de análisis se obtuvo:

- Área de cuenca: A = 1,016.11 km^2
- Longitud de cauce principal: L = 76.55 km
  Pendiente (*Taylor-Schwartz*): S = 0.00792

$$s = \left[\frac{L}{\sum_{i=1}^{n}\frac{l_i}{\sqrt{s_i}}}\right]^2 \qquad [1]$$

donde:

l_i es la longitud de cada subtramo del cauce principal

s_i es la pendiente de cada subtramo del cauce principal

- Tiempo de concentración (*Kirpich*): t_c= 12.05 hr

$$t_c = 0.0663\left(\frac{L}{\sqrt{S}}\right)^{0.77} \qquad [2]$$

- Duración de tormenta de diseño: dt= 6.94 hr

$$dt = 2\sqrt{t_c} \qquad [3]$$

- Tiempo de retraso: t_r=4.164 hr

$$t_r = 0.6t_c \qquad [4]$$

Figura 3.- Cuenca del río Marquelia

DISTRIBUCIÓN DE FRECUENCIAS

Se estimaron los valores máximos anuales asociados a distintos periodos de retorno (*Escalante y Reyes, 2002*), tanto de los caudales con la estación hidrométrica localizada a la salida de la cuenca como de la precipitación de siete estaciones climatológicas (tabla 1) con influencia sobre la misma (figura 4).

Tabla 1. Estaciones climatológicas y estación hidrométrica de la cuenca.

Clave	**Nombre**	**Area** [km^2]
12013	E.C. Azoyu	17.07
12022	E.C. Copala	12.70
12068	E.C. San Luis Acatlán	367.45
12107	E.C. Ayutla	33.18
12173	E.C. Marquelia	84.02
12205	E.C. Pueblo Hidalgo	372.88
12214	E.C. Coacoyulichan	128.81
20018	E.H. Marquelia	1,016.11

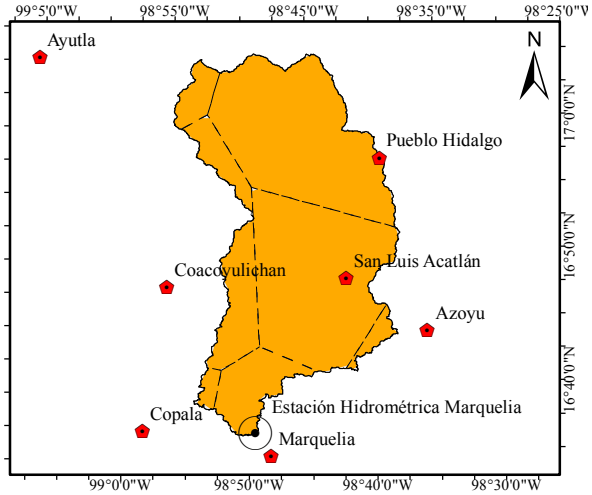


Figura 4.- Polígonos de Thiessen, estación hidrométrica y estaciones climatológicas.

Con los valores máximos anuales de cada estación, se formó una serie hidrológica, cada una se corrigió con un factor para considerar el intervalo fijo de observación (*Weiss, 1964*) y con un factor de reducción por área (*Campos, 1998*), también se le aplicaron algunas pruebas de calidad para verificar su homogeneidad y consistencia. En seguida se ajustaron distintas funciones de distribución de probabilidad y mediante el error estándar de ajuste se seleccionó aquella con el

menor valor. Con ésta se hizo la extrapolación de las variables correspondientes a distintos periodos de retorno (*Escalante y Reyes, 2002*); en este trabajo solamente se presentan los valores correspondientes a los periodos de retorno de 5, 10, 20 y 50 años (tabla 2).

Tabla 2. Valores de caudal y precipitaciones extrapolados

Clave	Unidad	5 años	10 años	20 años	50 años
12205	[mm]	189.50	224.30	255.57	293.73
12173	[mm]	147.81	188.81	231.44	290.02
12107	[mm]	176.79	210.89	244.37	288.99
12068	[mm]	159.90	212.04	272.79	369.96
12022	[mm]	198.20	228.93	257.85	294.80
12013	[mm]	142.24	162.06	178.42	196.82
12214	[mm]	183.52	212.66	241.02	278.53
20018	[m^3]	1525.35	2221.32	3029.56	4295.54

CURVAS I-D-T

Se calcularon las curvas intensidad-duración-periodo de retorno para toda la cuenca (figura 5) y para cada estación (figura 6) con el método de Chen (*Chen, 1983*).

- Intensidad de precipitación:

$$i_d^T = \frac{aP_1^{10} log(10^{2-F} T^{F-1})}{(d+b)^c} \quad [5]$$

- Precipitación en mm para duración de 1 hr y T de 10 años:

$$P_1^{10} \quad [6]$$

- Cociente de precipitación-Frecuencia:

$$F = \frac{P_d^{100}}{P_d^{10}} \quad [7]$$

- Parámetros de ajuste:

$a = -2.297536+100.0389R-432.5438R^2+1256.228R^3-1028.902R^4$ [8]

$b = -9.845761+96.94864R-341.4349R^2+757.9172R^3-598.7461R^4$ [9]

$c = -0.06498345+5.069294R-16.08111R^2+29.09596R^3-20.06288R^4$ [10]

- Factor de convectividad:

$$R = \frac{P_1^T}{P_{24}^T} \quad [11]$$

Para el sitio de estudio se empleó R=0.37, (*Baeza, 2007*).

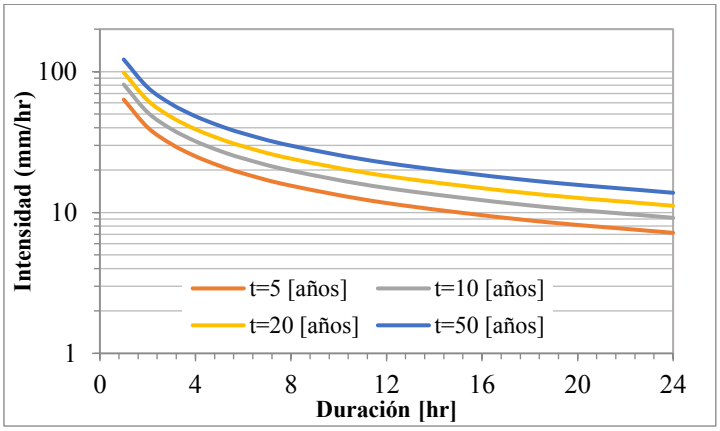


Figura 5.- Curvas i-d-t de la cuenca.

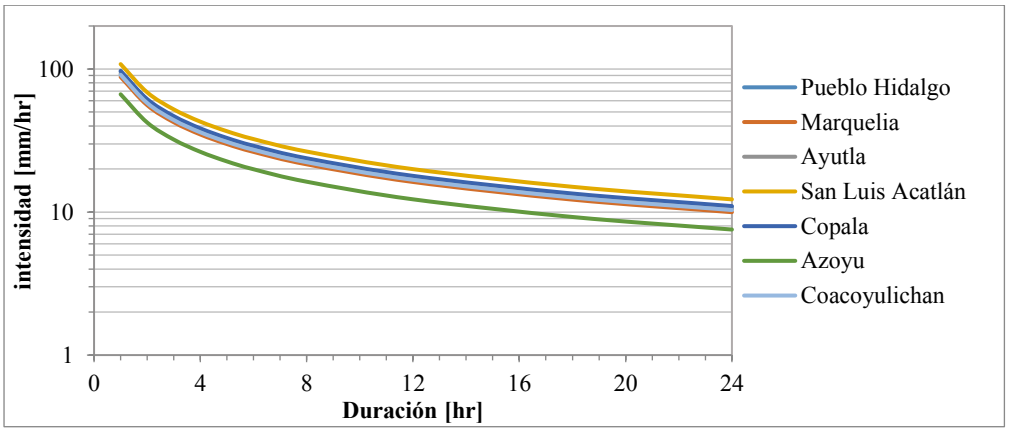


Figura 6.- Curvas i-d-t para cada estación, T=20 años.

Se determinaron los hietogramas de diseño con una duración de tormenta en función del tiempo de concentración ($d_t \approx 7$ hr), un incremento de tiempo $\Delta t = 0.5$ hr y distribución temporal de la lluvia a través del método del bloque alterno.

Adicionalmente se calculó la infiltración y precipitación efectiva mediante el método del número de curva, relacionando la precipitación efectiva con la precipitación total en función del uso-tipo de suelo y la pendiente del terreno (*Chow, 1994*).

- Precipitación efectiva:

$$P_e = 0 \qquad si \quad P - \frac{5080}{N} + 50.8 \leq 0 \qquad [12]$$

$$P_e = \frac{\left(P - \frac{5080}{N} + 50.8\right)^2}{P + \frac{20320}{N} - 203.2} \qquad si \quad P - \frac{5080}{N} + 50.8 > 0 \qquad [13]$$

donde:

P es la precipitación total en mm
Pe es la precipitación efectiva en mm.
N es el Número de Curva, en este caso N = 76.15

El cálculo de hietogramas de precipitación total y efectiva, fue realizado para los periodos de retorno de 5, 10, 20 y 50 años (figuras 7 y 8).

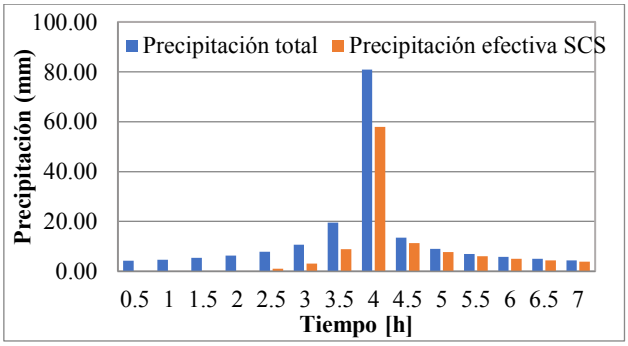


Figura 7.- Hietograma de diseño de la cuenca Marquelia, para t=20 años.

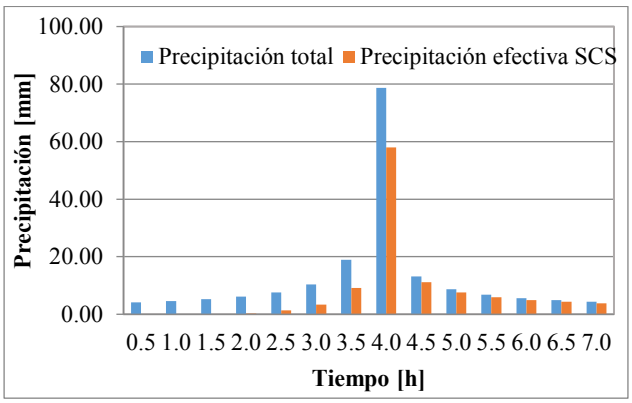


Figura 8.- Hietograma de diseño de la estación Pueblo Hidalgo, para t=20 años.

MÉTODO CONCENTRADO

Finalmente, se calcularon los hidrogramas de escurrimiento directo en la salida de la cuenca, con el método del hidrograma unitario sintético adimensional (*Chow, 1994*).

- HUSA (*Chow 1994*):

$$Q = \sum_{j-1}^{k} P_j q_{k-j+1} \qquad [14]$$

- Caudal Unitario:

$$\frac{q}{q_p} = \left(\frac{t}{t_p}\right)^{3.5} exp\left[-3.5\left(\frac{t}{t_p} - 1\right)\right] \qquad [14]$$

- Caudal unitario pico:

$$q_p = \frac{0.208A}{t_p} \qquad [15]$$

- Tiempo pico:

$$t_p = \frac{d_e}{2} + t_r \qquad [16]$$

donde:

Q_k es el caudal de la ordenada q del hidrograma de escurrimiento directo en m^3/s,
P_j es la precipitación efectiva de la barra j del hietograma en mm,
q_k es el caudal unitario de la ordenada k-j+1 del hidrograma unitario $m^3/s/mm$,
t es tiempo en hrs,
tr es el tiempo de retraso en hrs,
A es el área de la cuenca en km^2.

Los hidrogramas calculados con el método concentrado se muestran en las figuras 12 y 13.

MÉTODO DISTRIBUIDO

Para el cálculo hidrológico lluvia-escurrimiento de parámetros distribuidos, se utilizó el modelo de flujo bidimensional IBER, software de descarga libre para modelación hidráulica e hidrológica, desarrollado en España, en colaboración por el Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente, GEAMA (Universidad de A Coruña, UDC) y el Instituto FLUMEN (Universitat Politècnica de Catalunya, UPC, y Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE), el cual emplea ecuaciones de aguas poco profundas en dos dimensiones (Bladé et al, 2014).

Se realizó el trazo de la geometría del modelo (figura 9) contemplando el parteaguas de la cuenca, el área de influencia de los polígonos de Thiessen, empleando un sistema de coordenadas UTM.

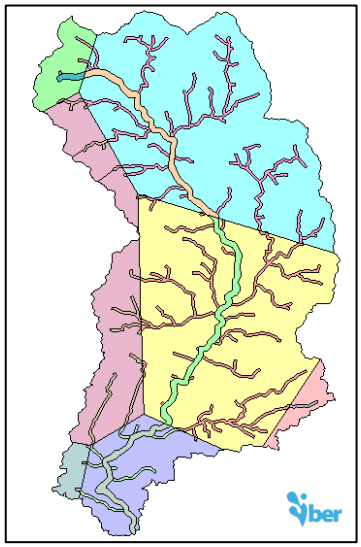


Figura 9.- Geometría del modelo: cauce principal, cauces secundarios y polígonos de Thiessen.

Para el modelo distribuido, es necesario contar con las curvas i-d-t de cada estación climatológica, y a su vez con el cálculo de la precipitación total y efectiva de cada una de ellas, para poder asignar la lluvia empleando la distribución trazada mediante polígonos de Thiessen.

La geometría de la cuenca se discretizó en 44,034 elementos triangulares con longitudes de aristas diferentes, y las elevaciones fueron cargadas a la malla de cálculo mediante información topográfica proveniente del modelo digital de terreno de INEGI (figura 10):

- Cauce principal: 100 m
- Cauces secundarios: 200 m
- Resto del dominio: 400 m

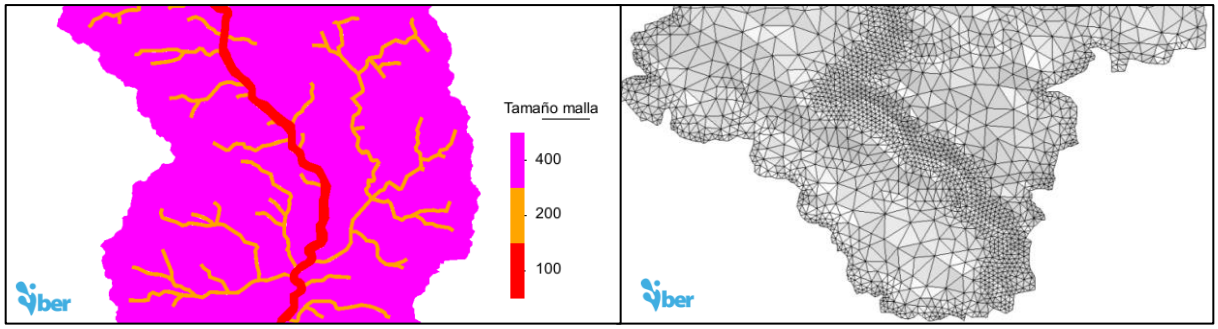


Figura 10.- Tamaños de malla al centro de la cuenca y malla de cálculo en la salida de la cuenca.

El coeficiente de fricción de Manning se impuso en función del tipo de suelo (figura 11), para ello en la cuenca, se tienen 15 usos distintos (tabla 3).

Tabla 3. Usos de suelo de la cuenca.

No	ID	Nombre
0	RIO	Cauce principal y secundario
1	AH	Asentamientos humanos
2	BPQ	Bosque de pino-encino
3	BQP	Bosque de encino-pino
4	H2O	Cuerpo de agua
5	PC	Pastizal cultivado
6	PI	Pastizal inducido
7	TA	Agricultura de temporal anual
8	TAP	Agricultura de temporal anual y permanente
9	VSa/BPQ	Vegetación secundaria arbustiva de bosque de pino-encino
10	VSa/BQP	Vegetación secundaria arbustiva de bosque de encino-pino
11	VSa/SBC	Vegetación secundaria arbustiva de selva baja caducifolia
12	VSa/SMS	Vegetación secundaria arbustiva de selva mediana subcaducifolia
13	VSh/BPQ	Vegetación secundaria herbácea de bosque de pino-encino
14	VSI	Sabanoide
15	ZU	Zona urbana

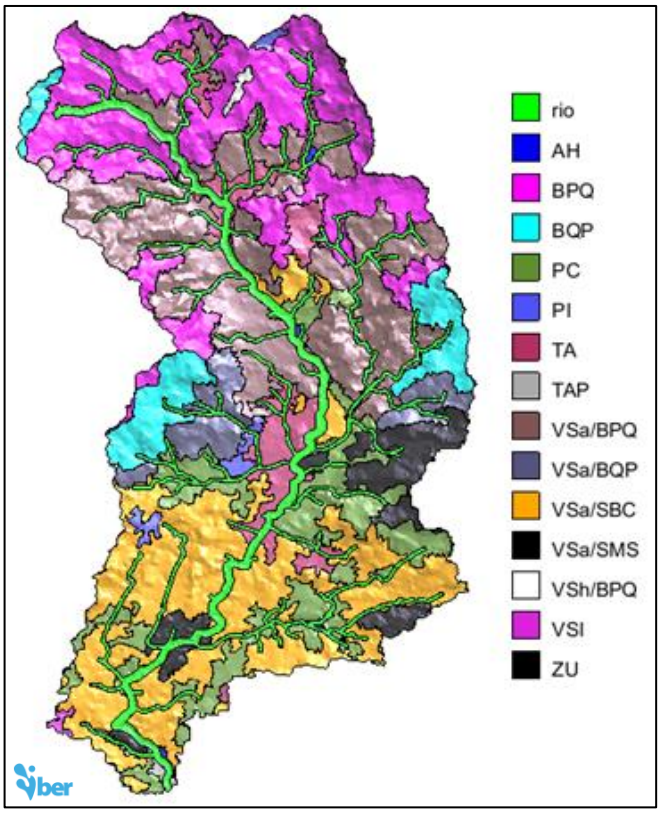


Figura 11.- Distribución espacial de usos de suelo de la cuenca.

Tomando en cuenta los usos de suelo, se homogeneizaron algunos de ellos, y se asignó un coeficiente de fricción de Manning hidrológico (tabla 4), sin embargo para el cauce principal y secundario se utilizó un valor constante de 0.035 $s/m^{1/3}$.

Tabla 4. Resumen: Uso de suelo, área de influencia, número de curva y coeficiente de fricción.

Uso de suelo	Área [km^2]	Área [%]	N	Coeficiente de fricción [s/m$^{1/3}$]
Zona Urbana	5.34	0.53	86.01	0.30
Bosque	260.51	25.64	66	0.60
Cuerpo de agua	1.01	0.10	100	0.36
Pastizal	126.38	12.44	79.12	0.21
Agricultura	75.48	7.43	81.07	0.24
Vegetación	545.83	53.72	79.51	0.36
Sabanoide	1.55	0.15	66	0.42

Para realizar los cálculos, se estableció el número de Courant en 0.45, el método de secado fue de tipo hidrológico, se activó el llenado de depresiones de IBER para evitar zonas de almacenamiento con profundidades grandes y se estableció una condición inicial sobre todo el modelo de 0.1 m.

ANÁLISIS DE RESULTADOS

Para validar los resultados obtenidos, primero se realizó una comparación de los caudales punta asociados a distintos periodos de retorno de la estación hidrométrica con los calculados por ambos métodos. En el método concentrado el parámetro de calibración fue el valor del número de curva de tal forma que los caudales punta coincidan con los de la estación hidrométrica ubicada en el punto de salida de la cuenca, en cambio, en el método distribuido, los parámetros a calibrar fueron los coeficientes de fricción de Manning y la precipitación almacenada en las depresiones del terreno.

La condición inicial permite que las depresiones naturales (como lagos y lagunas), sean cubiertas durante los instantes iniciales de cálculo, logrando que la precipitación efectiva escurra sin quedar estancada sobre dichos sitios, y no contribuya con el escurrimiento directo; sin embargo se produce un escurrimiento ficticio producto de la condición inicial que deberá quedar fuera del cálculo, por lo tanto, se añadió tiempo adicional al periodo de cálculo, de tal modo que la lluvia efectiva ingresa al modelo una vez que el escurrimiento de la condición inicial sale del mismo.

Los hidrogramas de escurrimiento directo tienen una duración aproximada de 2 días y se consideraron intervalos de resultados de 15 min. Imprimir intervalos menores resultaría en una mayor precisión, aunque tendría como consecuencia un almacenamiento importante de información.

Una vez que se lograron obtener resultados satisfactorios, cada uno de los modelos requirió un tiempo de cómputo aproximado de 3 hrs; el periodo de elaboración del modelo y de calibración del mismo queda fuera de este estimado.

Se muestran los hidrogramas calculados por ambos métodos (figuras 12 y 13), y el error relativo tanto caudal punta y volumen (tablas 5 y 6), asociados a los periodos de retorno calculados.

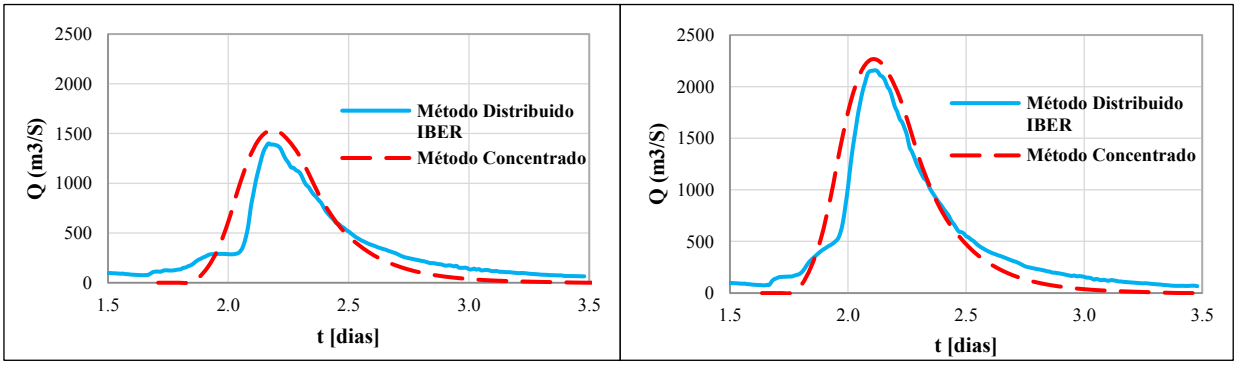


Figura 12.- Hidrogramas de escurrimiento directo para t= 5 y 10 años.

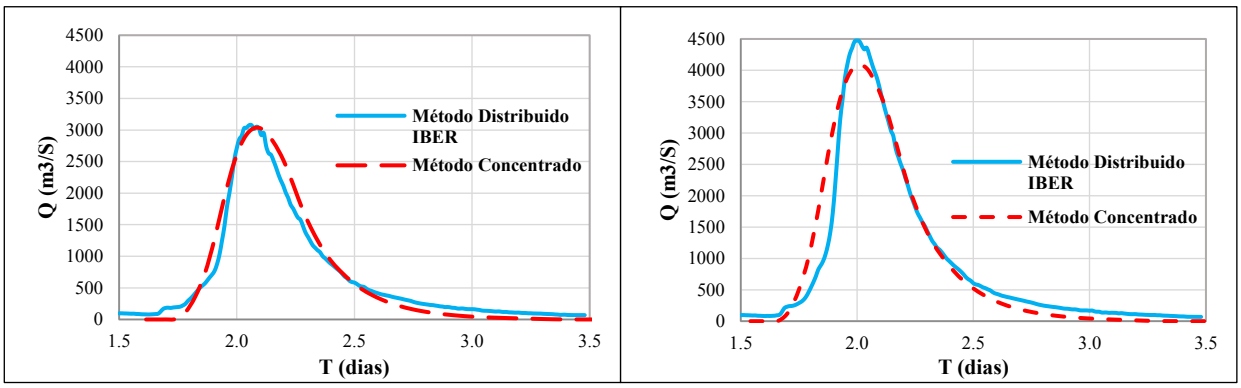


Figura 13.- Hidrogramas de escurrimiento directo para t= 20 y 50 años.

Tabla 5.- Comparación de caudal pico.

Periodo de Retorno [años]	**Estación Hidrométrica** [m^3/s]	**Método Concentrado** [m^3/s]	**Error relativo** [%]	**Método distribuido IBER** [m^3/s]	**Error relativo** [%]
5	1525.57	1,525.10	0.02	1,399.80	8.23
10	2221.32	2,258.00	1.65	2,158.99	2.81
20	3029.56	3,028.60	0.03	3,077.43	1.58
50	4295.54	4,082.50	4.96	4,473.52	4.14

Tabla 6.- Comparación de volumen de escurrimiento directo.

Periodo de Retorno [años]	**Método Concentrado** [m^3]	**Método distribuido IBER** [m^3]	**Error relativo** [%]
5	58,639,320.00	64,147,437.87	9.39
10	86,663,880.00	91,455,307.38	5.53
20	116,139,600.00	120,755,034.60	3.97
50	156,486,240.00	161,069,469.15	2.93

CONCLUSIONES

La virtud de contar con una estación hidrométrica en el punto de salida de la cuenca de estudio donde a su vez se calcula el escurrimiento a través de la precipitación, permite concluir en resultados más precisos tanto para el modelo concentrado como para el distribuido.

El tiempo de proceso y cálculo con un modelo concentrado es de minutos, aunque sólo permite calcular un hidrograma de escurrimiento directo; en cambio, el modelo distribuido permite conocer la distribución temporal de la profundidad, velocidad, así como el hidrograma en cualquier sección de una corriente, entre otras variables hidráulicas que pueden ser obtenidas para la gestión de la cuenca, sin embargo, el tiempo de cálculo puede ser de varias horas.

La comparación de los caudales punta y los volúmenes de escurrimiento directo calculados, presentan un error relativo considerablemente bajo con respecto al valor medido (2 a 9 % de error).

El coeficiente de fricción de Manning requiere un estudio más detallado donde pueda ser considerada la base física del mismo, ya que tiene un comportamiento diferente cuando la altura de la lámina de agua es de pocos milímetros, que cuando se tratan láminas de centímetros; es decir, deben considerarse valores particulares cuando se trate de coeficientes de fricción hidrológicos, los cuales de acuerdo con los resultados, indican que se trata de valores varias veces mayores que con coeficientes de Manning de tipo hidráulico.

El método requiere un análisis de sensibilidad de la variación del tamaño de malla, considerando que una malla fina converge en resultados más precisos, y en función de esto, se

podrá encontrar un equilibrio entre la resolución de la malla y el tiempo de cálculo más óptimos de cada problema.

Para la distribución de lluvia, un método de interpolación resultará más coherente, ya que el método Thiessen no es el más apropiado debido a que la lluvia varía gradualmente con el espacio.

REFERENCIAS

Bladé, E., Cea, L., Corestein, G., Escolano, E., Puertas, J., Vászquez-Cendón, M. E., Dolz, J., y Coll, A. (2014). "Iber: herramienta de simulación numérica del flujo en ríos." *Revista Internacional de Métodos Numéricos para cálculo y diseño en Ingeniería*, 30(1), 1–10.

Campos, D. F. (1998). *Procesos del ciclo hidrológico*. Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de San Luis Potosí.

Chen, C. I. (1983). "Rainfall intensity-duration-frequency formulas". *Journal of the Hydraulics Engineering*, 109 (12), 1603-1621.

Chow, V. T. (1994). *Hidrología aplicada*. McGrawHill, Santafé de Bogotá, Colombia, 584 pp.

Escalante, C. y Reyes, L. (2002). *Técnicas estadísticas en hidrología*. Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México.

Hernández, F. (2014). *Obtención del número de curva (CN) para la república mexicana mediante el uso de sistemas de información geográfica aplicando la metodología del TR-55*. Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería UNAM, México.

INEGI (2016). *Continuo de elevaciones Mexicano 3.0. Instituto Nacional de Estadística y Geografía*, México (www.inegi.org.mx).

Baeza C. "Estimación regional de factores de convectividad para el cálculo de las relaciones intensidad-duración-frecuencia", Tesis de maestría, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

Weiss, L. L. (1964). "Ratio of true fixed-interval maximum rainfall". Journal of Hydraulics Division, 90(1), 77-82.

¿POR QUÉ, EN UN BALANCE HÍDRICO, RESULTA MÁS ADECUADO UN ENFOQUE CIBERNÉTICO QUE UN ENFOQUE CONVENCIONAL?

Victor M. Ponce[1], Janaína Da Silva[2] y Jorge Prieto Villarroya[3]
[1]San Diego State University, Estados Unidos, poncevm@gmail.com
[2]San Diego State University, Estados Unidos, janainaehd@gmail.com
[3]Universidad Nacional de Santiago del Estero, Argentina, jorgeprietovillaroya@yahoo.com.ar

RESUMEN:

Una comparación entre el enfoque convencional del balance hídrico y el de humedecimiento de la cuenca de L'vovich, denominado aquí enfoque cibernético, revela diferencias conceptuales fundamentales. El enfoque convencional es más adecuado para la hidrología de eventos, particularmente para aplicaciones relativas a la hidrología de inundaciones e hidrología urbana. Por otro lado, el enfoque cibernético resulta más adecuado para la hidrología de rendimiento, es decir, para determinar la disponibilidad de recursos hídricos sobre una base temporal anual. La metodología presentada se aplica a datos de la cuenca del rio Sarada, aguas arriba de Anakapalli, Andhra Pradesh, India. Los datos son analizados utilizando una calculadora en línea.

ABSTRACT:

A comparison between the conventional approach to the hydrologic balance and L'vovich's catchment wetting approach, referred herein as the cybernetic approach, reveals fundamental conceptual differences. The conventional approach is seen to be mostly suited to event hydrology, particularly for applications of flood hydrology and related urban hydrology. On the other hand, the cybernetic approach is suited to yield hydrology, i.e., for determinations of the availability of water resources on an annual basis..

PALABRAS CLAVES: Hidrología superficial, balance hídrico, balance hídrico cibernético**.**

INTRODUCCIÓN

Una comparación entre el enfoque convencional del balance hídrico y el de humedecimiento de la cuenca de L'vovich, denominado aquí enfoque cibernético, revela diferencias conceptuales fundamentales. El enfoque convencional es más adecuado para la hidrología de eventos, particularmente para aplicaciones relativas a la hidrología de inundaciones e hidrología urbana. Por otro lado, el enfoque cibernético resulta más adecuado para la hidrología de rendimiento, es decir, para determinar la disponibilidad de recursos hídricos sobre una base temporal anual.

BALANCE HÍDRICO CONVENCIONAL

El balance hídrico convencional, comúnmente conocido como el balance hídrico de una cuenca, está tratado en todos los libros de texto de hidrología; ver, por ejemplo, Ponce (2014).

Un balance hídrico es una estimación de las diversas fases de transporte del ciclo hidrológico en una cuenca. El siguiente es un balance hídrico completo, que incluye tanto aguas superficiales como subterráneas:

$$\Delta S = \mathrm{P} - (\mathrm{E} + \mathrm{T} + \mathrm{G} + \mathrm{Q}) \qquad [1]$$

en el que ΔS = cambio en almacenamiento, P = precipitación, E = evaporación, T = evapotranspiración, G = salida de agua subterránea, y Q = escurrimiento superficial. La Ecuación 1 establece que en un lapso de tiempo dado, el cambio en el volumen de almacenamiento en una cuenca es la diferencia entre la entrada (precipitación) y la suma de todas las salidas (evaporación, evapotranspiración, salida de agua subterránea y escorrentía superficial).

En la práctica hidrológica, los términos de la Ec. 1 se expresan en unidades de profundidad de agua, es decir, un volumen de agua distribuido uniformemente sobre el área de captación. En condiciones de equilibrio, $\Delta S = 0$ y la Ec. 1 se reduce a (Fig. 1):

$$P = \mathrm{E} + \mathrm{T} + \mathrm{G} + \mathrm{Q} \qquad [2]$$

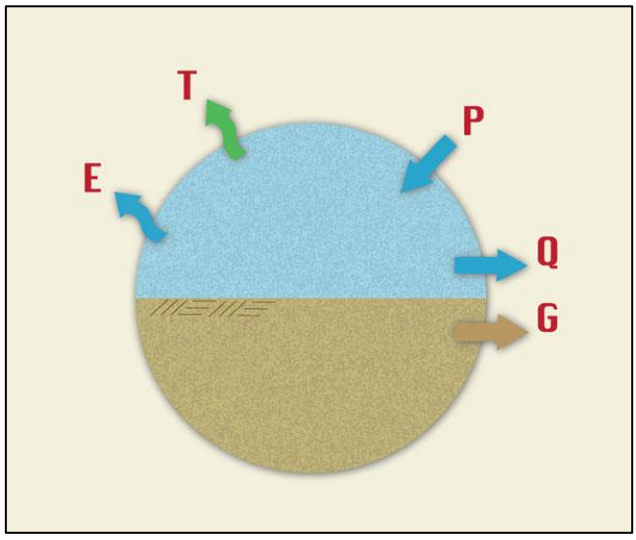


Figura 1.- Un balance hidrológico completo.

Un balance hídrico parcial, que considera solo las aguas superficiales, es el siguiente:

$$\Delta S = \mathrm{P} - (\mathrm{E} + \mathrm{T} + \mathrm{I} + \mathrm{Q}) \qquad [3]$$

en el que I = infiltración. En un lapso de tiempo dado, bajo condiciones de equilibrio ($\Delta S = 0$), la Ec. 3 se reduce a (Fig. 2):

$$P = \mathrm{E} + \mathrm{T} + \mathrm{I} + \mathrm{Q} \qquad [4]$$

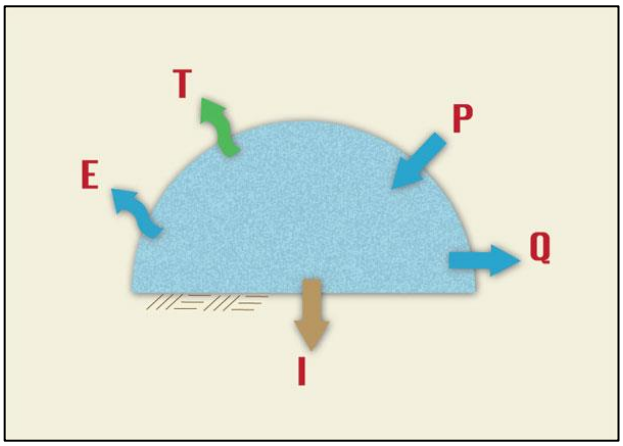


Figura 2.- Un balance hídrico parcial, que considera sólo las aguas superficiales.

La Ecuación 4 es imperfecta, porque supone que los montos de infiltración se pierden permanentemente en el balance de aguas superficiales, lo cual **no es del todo cierto**. En un lapso de tiempo dado, digamos un año, las cantidades infiltradas pueden regresar al volumen de control (y eventualmente ser liberadas) como la evaporación de lagos y estanques, la evapotranspiración de la vegetación o como el componente de flujo base del escurrimiento superficial.

A pesar de sus aparentes limitaciones en la hidrología de rendimiento, la Ec. 4 funciona bien en la hidrología de eventos (refiérase a Ponce y Palaniappan, 2014: Facetas de Hidrología). En la Ec. 4, las pérdidas hidrológicas L se definen como la suma de evaporación, evapotranspiración e infiltración: $L = E + T + I$. Esto da como resultado:

$$P = \mathrm{L} + \mathrm{Q} \qquad [5]$$

lo que lleva a la ecuación fundamental de la hidrología de inundaciones:

$$Q = \mathrm{P} - \mathrm{L} \qquad [6]$$

BALANCE HÍDRICO CIBERNÉTICO

Sobre una base anual global, toda la precipitación, ya sea (1) regresa a la atmósfera como vaporización V (a través de la evaporación y evapotranspiración), o (2) se escapa de la Tierra como

escorrentía *R* (es decir, flujo de la corriente). El balance de agua convencional separa la precipitación en: (1) pérdidas y (2) escorrentía (Ec. 5). Las pérdidas son evaporación, evapotranspiración e infiltración. Sin embargo, la porción de infiltración de las pérdidas puede eventualmente reaparecer como evaporación, evapotranspiración o incluso el componente de flujo de base de la escorrentía; **contabilizándose por lo tanto, dos veces en el balance**.

L'vovich (1979) resolvió este problema introduciendo el concepto de humedecimiento de cuenca. Separó la precipitación anual en dos componentes (Fig. 3) :

$$P = \mathrm{S} + \mathrm{W} \qquad [7]$$

en el que *S* = escurrimiento superficial, es decir, la fracción de escurrimiento que se origina en la superficie terrestre, y *W* = humedecimiento de la cuenca, o simplemente, humedecimiento, la fracción de precipitación que no contribuye a la escorrentía superficial.

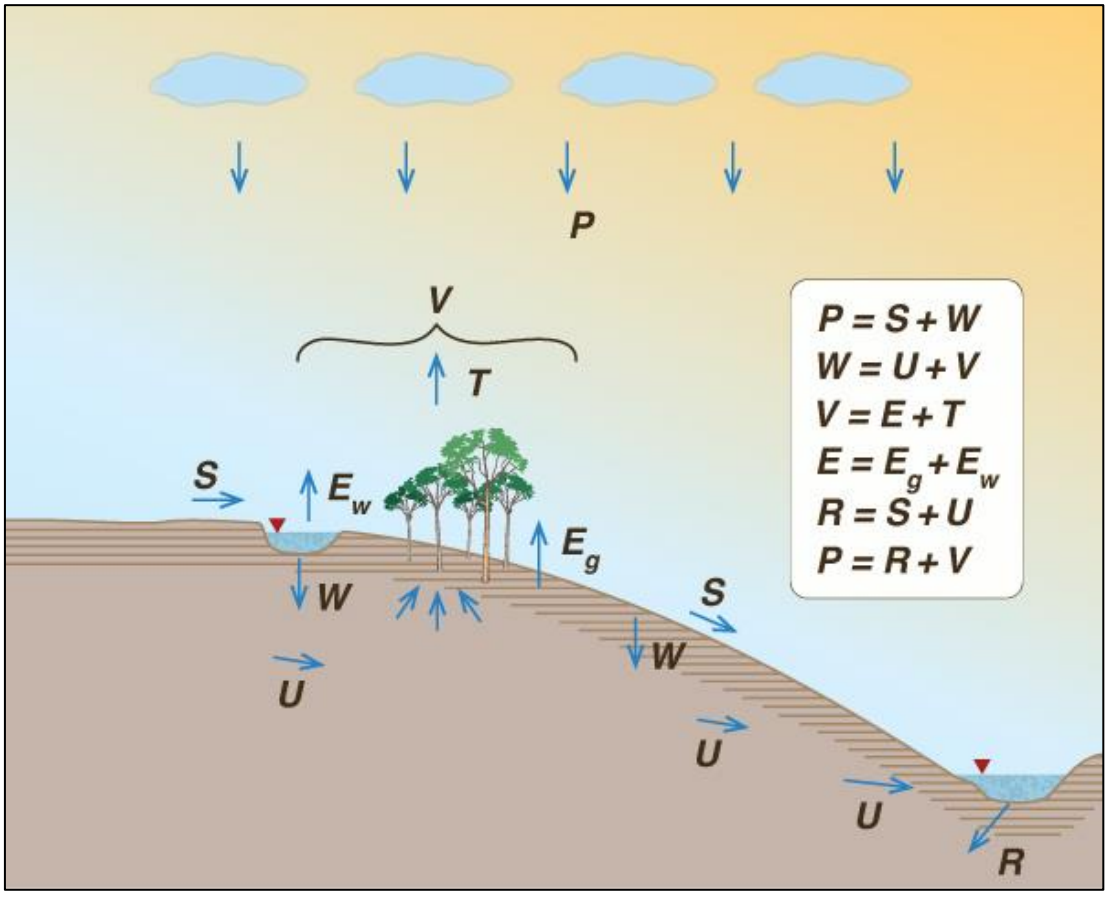


Figura 3.- El balance hídrico de L'vovich.

A su vez, el humedecimiento se divide en dos componentes:

$$W = \mathrm{U} + \mathrm{V} \qquad [8]$$

en donde *U* = caudal base, es decir, la fracción de humedecimiento que exfiltra como el flujo de corrientes y ríos en ausencia de lluvia, y *V* = vaporización, es decir, la fracción de humedecimiento

que regresa a la atmósfera como vapor de agua. Obsérvese que el balance hidrológico de L'vovich no toma en cuenta la infiltración profunda, es decir, la porción de humedecimiento que no aparece en las aguas superficiales, estimada, a nivel mundial, en menos del 2% de la precipitación (World Water Balance , 1978).

La vaporización, que comprende toda la humedad devuelta a la atmósfera, tiene dos componentes:

$$V = \mathrm{E} + \mathrm{T} \qquad [9]$$

en la que E = evaporación no productiva, en lo sucesivo denominada "evaporación", y T = evaporación productiva, es decir, la que resulta de la transpiración de la planta, denominada en lo sucesivo "evapotranspiración".

A su vez, la evaporación tiene dos componentes:

$$E = E_g + E_w \qquad [10]$$

en la que E_g = evaporación sobre el terreno, suelo desnudo y pequeños almacenamientos superficiales (charcos), y E_w = evaporación de cuerpos de agua bien definidos como lagos, embalses, arroyos y ríos.

La evapotranspiración T es la evaporación de las superficies con vegetación, como las hojas y otras partes de las plantas, en función de la necesidad fisiológica de las plantas de bombear la humedad del suelo para mantener la turgencia y aprovechar los nutrientes.

La escorrentía (es decir, la escorrentía total) es la suma de la escorrentía superficial y el caudal (o flujo de) base:

$$R = \mathrm{S} + \mathrm{U} \qquad [11]$$

Combinando las Ecs. 7, 8 y 11:

$$P = \mathrm{R} + \mathrm{V} \qquad [12]$$

Las Ecs. 7 a 12 constituyen un conjunto de ecuaciones de balance hídrico. Combinando las Ecs. 11 y 12 se obtiene:

$$P = \mathrm{S} + \mathrm{U} + \mathrm{V} \qquad [13]$$

La Ecuación 13 separa la precipitación anual en sus tres componentes principales: (1) escorrentía superficial, (2) flujo base y (3) vaporización. Significativamente, la Ec. 13 supone que el cambio en el almacenamiento de humedad del suelo de un año a otro es insignificante, una suposición que es útil como primera aproximación.

Bajo el balance hídrico de L'vovich, se pueden definir dos coeficientes de balance de agua: (1) coeficiente de escorrentía y (2) coeficiente de flujo de base. El coeficiente de escorrentía es:

$$K_r = \frac{R}{P} = \frac{R}{R+V} \qquad [14]$$

El coeficiente de flujo de base es:

$$K_r = \frac{U}{W} = \frac{U}{U+V} \qquad [15]$$

Las Figuras 4 y 5 muestran los coeficientes de escorrentía y flujo de base calculados por Ponce y Shetty (1995), en base a los datos presentados por L'vovich (1979). Se observa que, en todos los casos, los coeficientes de escorrentía y flujo de base aumentan con la precipitación anual.

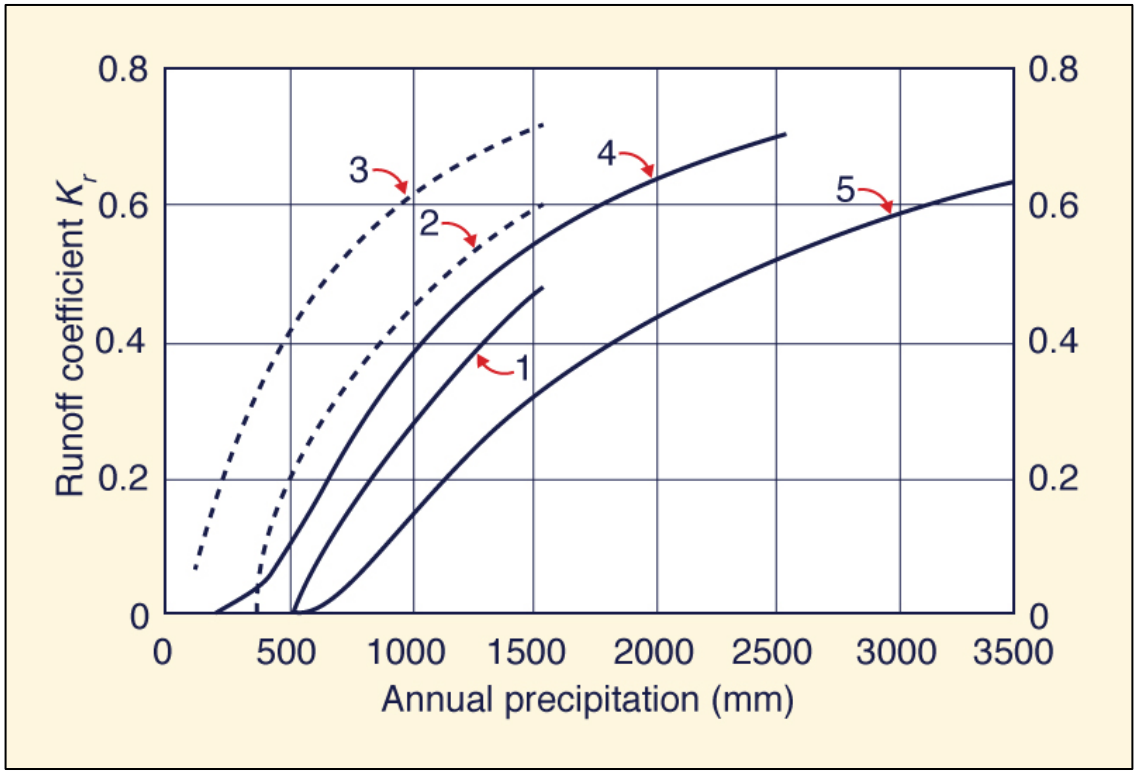


Figura 4.- - Coeficientes de escorrentía

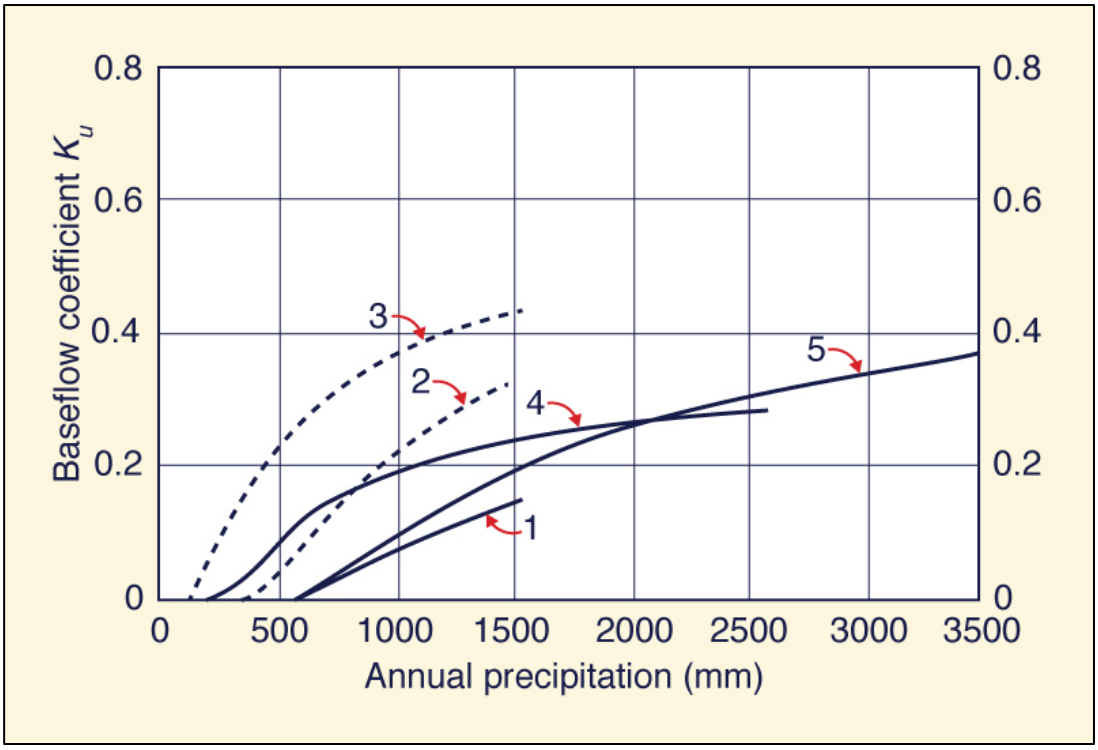


Figura 5.- Coeficientes de flujo base

Los gráficos consideran los siguientes datos:

1. África: bosques y matorrales esclerófilos perennes.
2. África: bosques de coníferas de montaña.
3. América del Norte (Canadá); bosques subárticos (taiga).
4. América del Sur: bosques húmedos de hoja perenne en las montañas.
5. Asia (india): bosques semideciduos en las montañas (Ghats occidentales).

ANÁLISIS

Se observa que el balance hídrico convencional, Ecs. 1 a 6, es **deductivo** y demostrablemente basado en una premisa de causa-efecto. El enfoque fundamental es substractivo, caracterizado por el enunciado "la escorrentía es igual a la precipitación **menos** las pérdidas" (Ec. 6). Este tipo de balance funciona razonablemente bien para aplicaciones en hidrología de eventos (como el método racional de hidrología urbana) pero, debido al doble conteo, su precisión disminuye para la hidrología de rendimiento a más largo plazo.

Por otro lado, el balance hídrico cibernético, Ecs. 7 a 13, es **inductivo**, pues no se basa en la relación causa-efecto sino en la totalidad del sistema. El enfoque fundamental es aditivo, caracterizado por la afirmación "la precipitación es igual a la escorrentía **más** la vaporización" (Ec. 12). Este enfoque es adecuado para aplicaciones en hidrología de rendimiento, es decir, para determinaciones de coeficientes **anuales** de flujo de base y escorrentía.

APLICACION DEL MÉTODO

El balance hidrológico cibernético es aplicado a los datos de la cuenca del río Sarada, aguas arriba de Anakapalli, en Andhra Pradesh, India (Fig. 6). La cuenca está situada entre los Ghats

orientales y la costa oriental de la India, y presenta un clima subhúmedo (Ponce *et al*., 2000), con un área de drenaje de 1.980 km^2.

Figura 6.- Ubicación geográfica de Anakapalli, en Andhra Pradesh, India.

Se analizan once (11) años de datos de precipitación-escorrentía. Los datos de precipitación consisten en hietogramas de lluvia diaria y los datos de escorrentía consisten en el hidrograma medido en la boca, o salida, de la cuenca. Los hietogramas anuales se usan para calcular la precipitación anual P (mm). Cada hidrograma anual se integra para obtener la escorrentía R (mm). La escorrentía superficial S (mm) se obtiene por separación del hidrograma utilizando principios establecidos (Ponce, 2014). La matriz de *P*-*R*-*S* se usa para calcular el balance hídrico en línea 2. La Figura 7 muestra los resultados tabulares del programa en línea.

Año	P	R	S	U	W	V	K_u	K_r
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	943	544.2	505.2	39	437.8	398.8	0.089	0.577
2	1060	456	413	43	647	604	0.066	0.43
3	1312	671.1	564.1	107	747.9	640.9	0.143	0.512
4	824	275.1	243.1	32	580.9	548.9	0.055	0.334
5	953	365.2	346.2	19	606.8	587.8	0.031	0.383
6	1347	510.8	443.8	67	903.2	836.2	0.074	0.379
7	1047	360.1	319.1	41	727.9	686.9	0.056	0.344
8	1379	586.1	530.1	56	848.9	792.9	0.066	0.425
9	856	349.6	324.6	25	531.4	506.4	0.047	0.408
10	1090	470.8	440.8	30	649.2	619.2	0.046	0.432
11	1521	249.2	111.2	138	1409.8	1271.8	0.098	0.164
Promedio	1121.091	439.836	385.564	54.273	735.527	681.255	0.07	0.399
• Nota: Todas las unidades son en mm, excepto las Columnas 8 y 9, que son adimensionales.								

Figura 7.- Balance hidrológico cibernético para los datos de la cuenca del río Sarada.

RESUMEN

Una comparación entre el enfoque convencional del balance hídrico y el de humedecimiento de la cuenca de L'vovich, denominado aquí enfoque cibernético, revela diferencias conceptuales fundamentales. El enfoque convencional es más adecuado para la hidrología de eventos, particularmente para aplicaciones de la hidrología de inundaciones y la hidrología urbana. Por otro lado, el enfoque cibernético es adecuado para el balance hídrico de cuencas, es decir, para determinar la disponibilidad de recursos hídricos sobre una base temporal anual.

La metodología presentada se aplica a datos de la cuenca del rio Sarada, aguas arriba de Anakapalli, Andhra Pradesh, India. Los datos son analizados utilizando una calculadora en línea (balance hídrico en línea 2).

REFERENCIAS

L'vovich, M. I. (1979). *World water resources and their future*. Translation from Russian by Raymond L. Nace, American Geophysical Union.

Ponce, V. M., y A. V. Shetty. (1995). *A conceptual model of catchment balance: 2. Application to runoff and baseflow modeling*. Journal of Hydrology, 173, 41-50.

Ponce, V. M., R. P. Pandey, y S. Ercan. (2000). *Characterization of drought across climatic spectrum*. Journal of Hydrologic Engineering, ASCE, Vol. 5, No. 2, April, 222-224.

Ponce, V. M. (2014). *Engineering hydrology: Principles and practices*. Texto en línea; segunda edición.

World water balance and water resources of the Earth. (1978). USSR Committee for the International Hydrologic Decade, UNESCO, Paris.

ÍNDICES AGROCLIMÁTICOS Y VARIABILIDAD CLIMÁTICA EN UNA CUENCA ANDINA COLOMBIANA

David Felipe Rincón C.[1], Jorge Julián Vélez U.[2] y Olga Lucía Ocampo Lopez[3]

1. Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales, Colombia, dfrinconc@unal.edu.co
2. Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales, Colombia, jjvelezu@unal.edu.co
3. Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales, Colombia, olocampo@autonoma.edu.co

RESUMEN

A través del análisis de la relación existente entre El Niño Oscilación del Sur - ENOS, variables como la precipitación, la temperatura e índices agroclimáticos como la amplitud térmica, el déficit de brillo solar y el índice estandarizado de precipitación, se pretende conocer el efecto de la variabilidad climática en la cuenca del río Chinchiná (Colombia). La investigación se realizó utilizando la información de 23 estaciones climatológicas pertenecientes al IDEAM, CENICAFÉ y la CHEC. Se analizó la influencia de diferentes índices climáticos en el clima de la cuenca, donde el ONI presenta la mejor relación. Los diferentes índices agroclimáticos y las variables analizadas presentaron afectación por cada fase del ENOS y una tendencia asociada con la altitud. El análisis ayuda a comprender la influencia de la variabilidad climática en la región.

ABSTRACT

This research aims to establish the effect of climate variability in the Chinchiná river basin, by analyzing the relationships between El Niño Southern Oscillation - ENSO, variables such as precipitation, temperature, and agroclimatic indices such as thermal amplitude, standardized precipitation index. The research was carried out using information from 23 climatological stations belonging to IDEAM, CENICAFÉ and CHEC. The influence of different climate indices on the weather of the basin was analyzed, the ONI presented the best relation. The different agroclimatic indices and the analyzed variables showed affectation in each phase of the ENSO and a trend associated with the altitude was presented. This analysis helps to understand the influence of climate variability in the region.

PALABRAS CLAVES: Índices climáticos, índices agroclimáticos, variabilidad climática, ENSO

INTRODUCCIÓN

El análisis de los patrones espaciales y temporales en las dinámicas de la variabilidad climática asociados a los índices agroclimatológicos permite comprender la forma en que los eventos hidroclimáticos impactan la agricultura.

Esta investigación tiene como objetivo establecer el efecto de la variabilidad climática en la cuenca del río Chinchiná, mediante el análisis de las relaciones entre el fenómeno El Niño Oscilación del Sur (ENOS), y variables como la precipitación, la temperatura, e índices agroclimáticos como la amplitud térmica, el déficit de brillo solar y el índice estandarizado de precipitación.

El ENOS es una oscilación climática del sistema Océano–Atmosférico en el Pacífico Tropical, con frecuencias aproximadas de 4 a 7 años y duración de 1 año, (Poveda y Mesa, 1993), siendo el índice oceánico (ONI, Oceanic Niño Index), el encargado de determinar la existencia de las fases cálidas y frías del ENOS (El Niño y La Niña).

Los reportes de la Dirección General para la Prevención y Atención de Desastres (DGPAD), entre los años 1950 y 2007 indican un incremento del 216% de los desastres asociados con sequía, durante los periodos El Niño; mientras que durante los años La Niña, los desastres relacionados con lluvia, como deslizamientos, avenidas torrenciales e inundaciones, se incrementan en un 16,1% (IDEAM, 2010)..

METODOLOGÍA

La cuenca del río Chinchiná se encuentra localizada en la región centro sur del departamento de Caldas, Colombia, su extensión va desde el Parque Nacional Natural Los Nevados, donde nacen los ríos Rioclaro, Chinchiná y Guacaica, a 5289 m.s.n.m., hasta la desembocadura en el río Cauca a 804 m.s.n.m, con una extensión total de 1052 km2 (Ocampo, Vélez & Londoño, 2014). En la Figura 1 se puede apreciar la diferencia altitudinal en toda la cuenca del río Chinchiná y la localización de las estaciones utilizadas en el estudio.

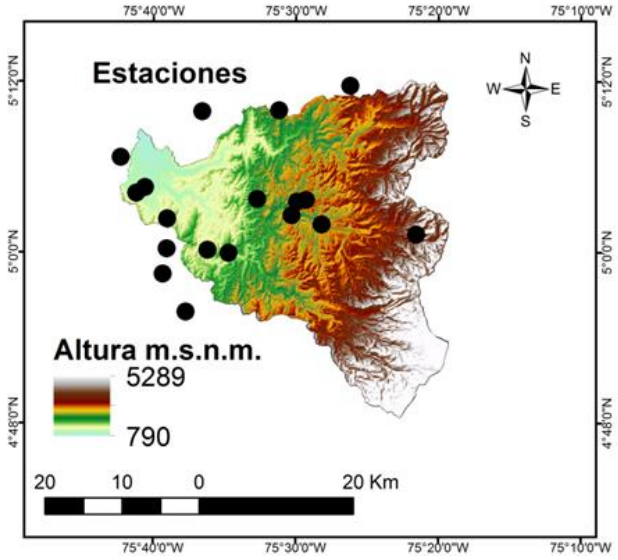


Figura 1.- Cuenca del río Chinchiná y localización de las estaciones

Las etapas llevadas a buen término para alcanzar el objetivo planteado en esta investigación fueron las siguientes:

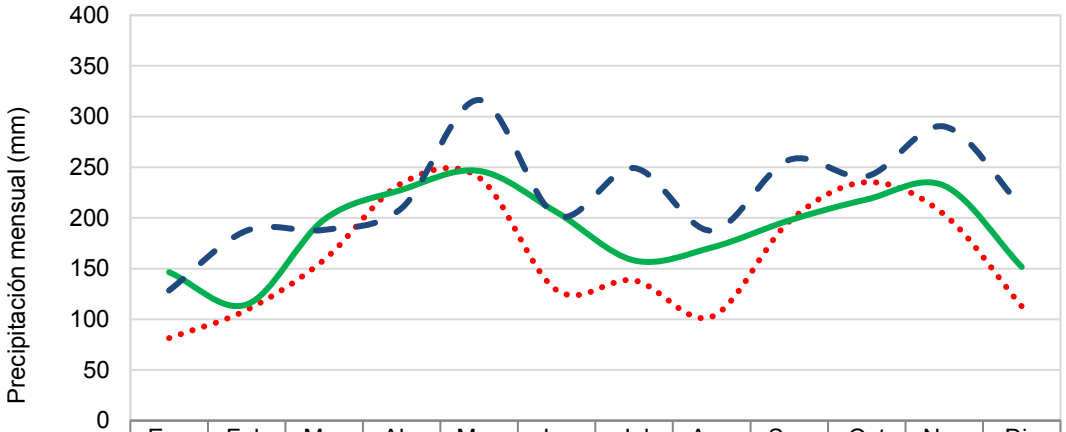
- Recopilación y análisis de la información espacial y temporal para la cuenca del río Chinchiná, a través de 23 estaciones climatológicas pertenecientes al Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales (IDEAM), Centro de Investigaciones del Café (CENICAFÉ) y la Central Hidroeléctrica de Caldas (CHEC).

• Determinación de los patrones temporales y espaciales de las variables climáticas y de los índices agroclimáticos, en los cuales la amplitud térmica se calculó con la información diaria mediante la diferencia entre la temperatura máxima y la temperatura mínima. El índice de déficit de brillo solar fue calculado restando el brillo solar al brillo solar astronómico, y el índice estandarizado de precipitación se obtuvo con la ayuda del software SPI_SL_6 (NDMC, 2017).

• Establecimiento de las relaciones entre los indicadores de variabilidad climática y las variables climáticas y agroclimáticas, a través de correlaciones y de la clasificación del ENOS en cada una de sus fases El Niño y La Niña.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Se realizó el análisis por condición hidrológica con el fin de observar el fenómeno ENOS en cada una de las estaciones de la cuenca del río Chinchiná. En la Figura 2 se presenta la estación Granja Luker para la variable precipitación mensual, mostrando el comportamiento bimodal típico de zona tropicales. Se tomó el índice ONI para clasificar las fases El Niño, La Niña y Neutral, ya que fue el índice que mejores correlaciones presenta para cada una de las variables de este estudio (Rincón, 2017). Se mantiene el criterio utilizado por la NOAA a nivel internacional y adaptado a nivel nacional por el IDEAM de definir la fase del ENSO y clasificación de un año si se tienen 5 meses seguidos con anomalías por encima de 0.5 o por debajo de -0.5.



	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
El Niño	81	109	159	234	240	129	138	102	197	235	203	113
Neutral	146	115	198	228	246	206	158	171	198	218	232	152
La Niña	128	187	188	210	316	202	249	187	257	241	290	211

Figura 2.- Lluvia mensual y variabilidad climática en la Estación Granja Luker (1981-2010)

La temperatura también presenta patrones propios a nivel espacial y temporal y bien diferenciados para la condición hidrológica (El Niño, La Niña y Neutro), tal como se aprecia en las Figuras 3 a 5.

En la Figura 3 se presenta la comparación entre la temperatura y el índice ONI para la estación Cenicafé (1981-2010), con un rezago de un mes, se realiza el estudio para rezagos hasta de seis meses, en donde se aprecia la buena correlación entre las temperaturas altas y bajas y el ONI.

En la Figura 4 se aprecia el comportamiento diferenciado por condición hidrológica para la temperatura en la estación Cenicafé, el mismo análisis se realiza para todas las estaciones de temperatura y de lluvia indicando patrones temporales similares.

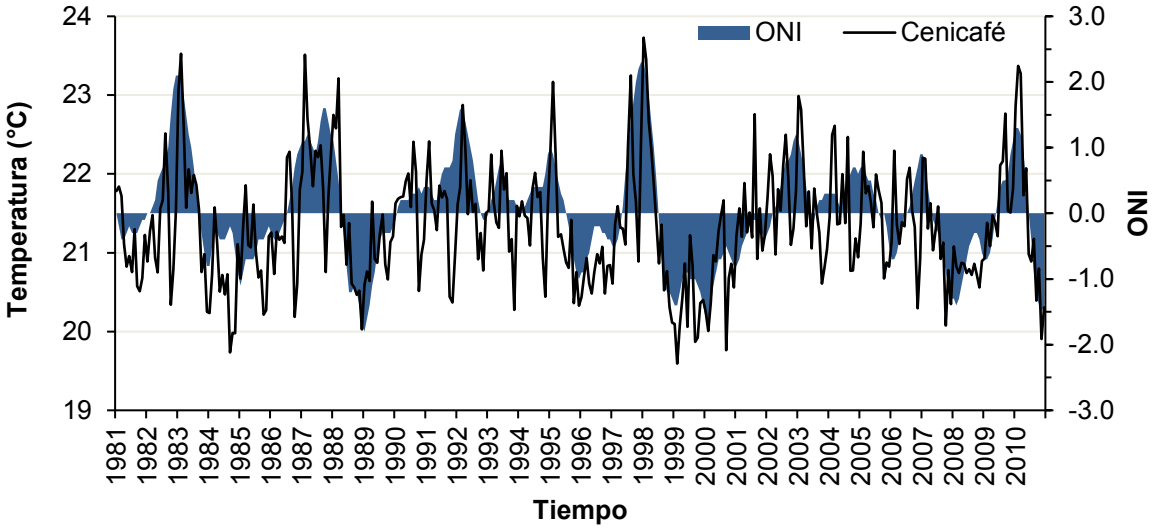
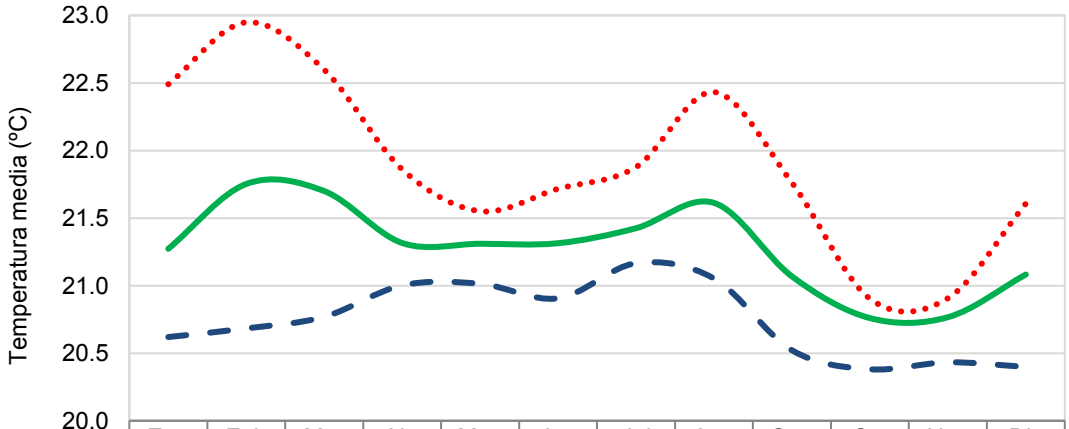


Figura 3.- Temperatura y ONI en la Estación Cenicafé con rezago de un mes (1981-2010)



	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
El Niño	22.5	22.9	22.6	21.9	21.6	21.7	21.9	22.4	21.8	20.9	20.9	21.6
Neutral	21.3	21.8	21.7	21.3	21.3	21.3	21.4	21.6	21.1	20.8	20.8	21.1
La Niña	20.6	20.7	20.8	21.0	21.0	20.9	21.2	21.1	20.5	20.4	20.4	20.4

Figura 4.- Variaciones de la temperatura media mensual en la estación Cenicafé con el ENOS (1981 - 2010)

El análisis espacio temporal del patrón de comportamiento de la lluvia se presenta en la Figura 5, en donde aprecian comportamientos diferenciados durante El Niño, La Niña y años neutros.

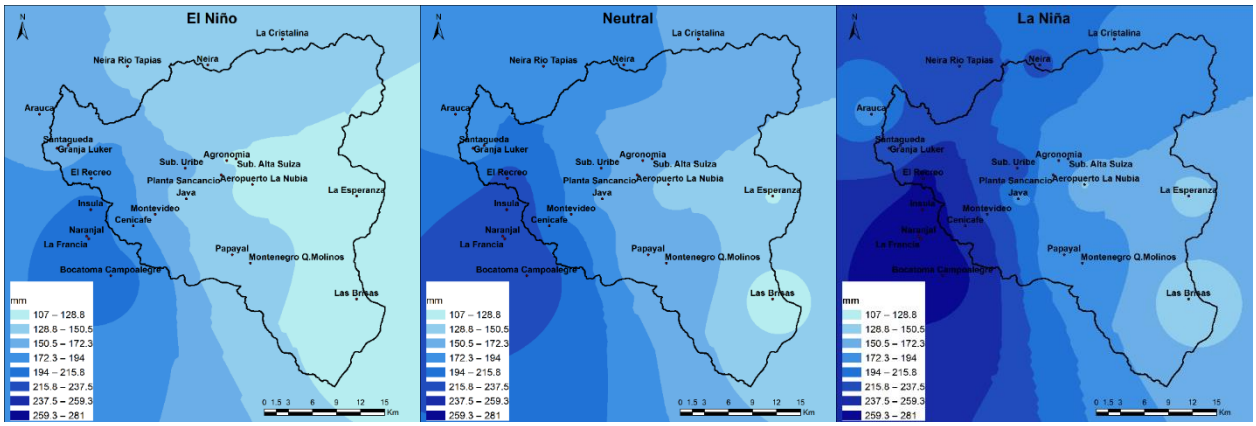


Figura 5.- Patrón de comportamiento de la lluvia para diferentes condiciones hidrológicas

En cuanto a los indicadores agroclimáticos, en la Figura 6 se presenta patrón espacial del déficit de Brillo DBS, el cual presenta una alta correlación con la elevación, destacando que los mayores errores se observen en la parte norte de la cuenca. Este mismo análisis se llevó a cabo para la amplitud térmica en donde se encuentra mayor rango en la parte baja de la cuenca y menor amplitud térmica en la parte alta de la cuenca; y el índice estandarizado de precipitación el análisis indica que a lo largo de la serie histórica entre 1981 – 2010, se presentan condiciones de sequía y de humedad manteniendo un equilibrio, presentándose fluctuaciones constantes entre los periodos secos y húmedos.

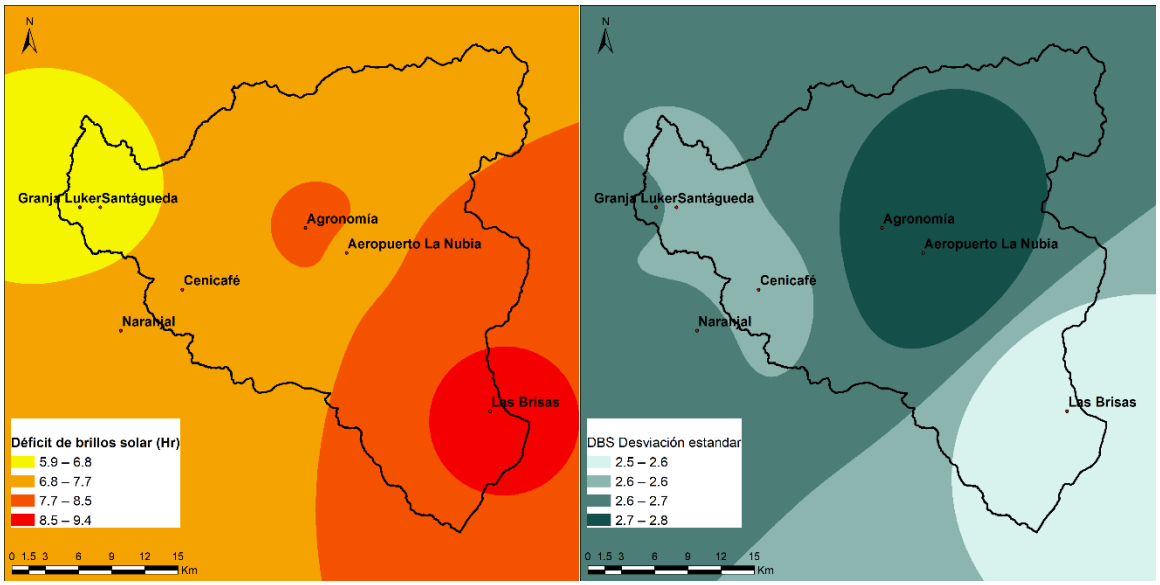
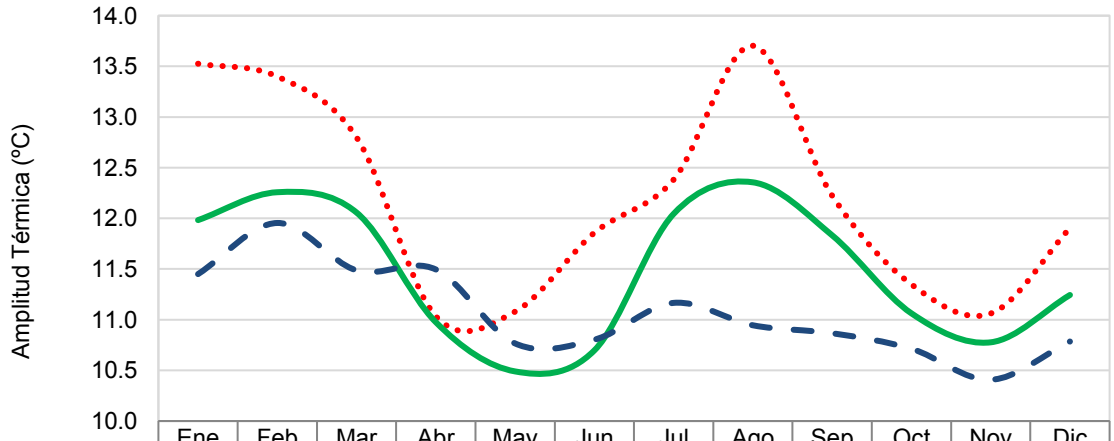


Figura 6.- Déficit de Brillo Solar DBS en la cuenca del río Chinchiná

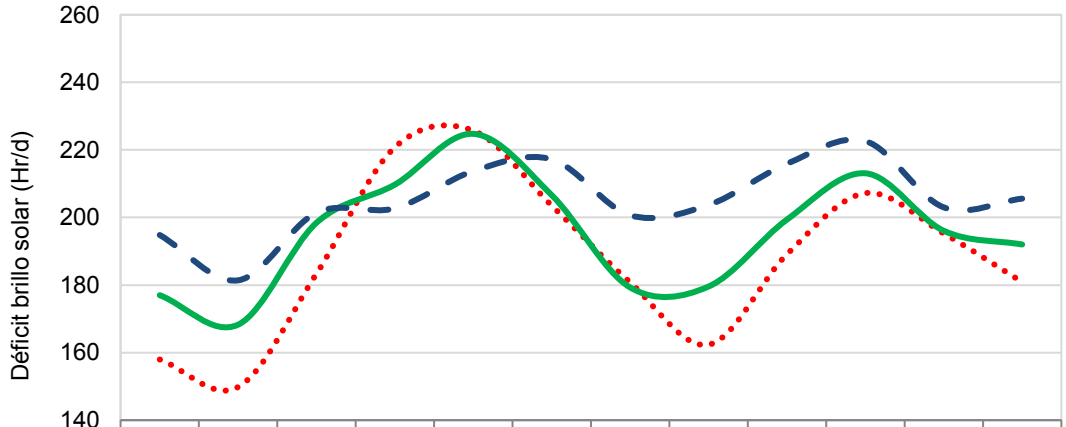
En la Figura 7 se presenta la amplitud térmica en cada una de las fases del ENOS para la estación Santágueda, observando que durante la fase El Niño, se tiene mayor diferencia entre la termperatura máxima y mínima, mientras que la tendencia durante La Niña es permanecer mas cercanos los extremos de temperatura.



	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
El Niño	13.5	13.4	12.8	11.0	11.1	11.9	12.4	13.7	12.2	11.3	11.1	11.9
Neutral	12.0	12.3	12.1	11.0	10.5	10.7	12.0	12.4	11.8	11.1	10.8	11.2
La Niña	11.4	12.0	11.5	11.5	10.8	10.8	11.2	10.9	10.9	10.7	10.4	10.8

Figura 7.- Variaciones de la amplitud térmica en la estación Santágueda con el ENOS (1981 - 2010)

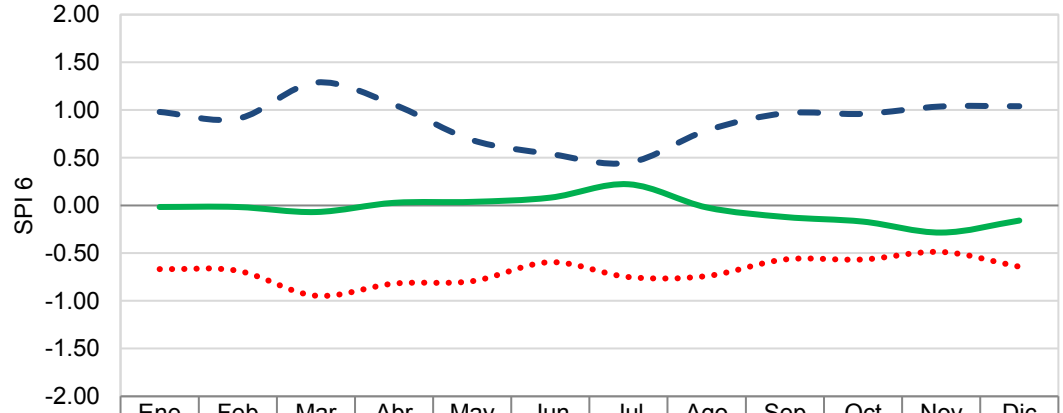
En la Figura 8 se observa el comportamiento para el índice de déficit de brillo solar, presentándose menor déficit durante la fase El Niño y aumentando durante La Niña. Durante los meses húmedos (abril, mayo y octubre) no se presenta mucha variación entre cada fase, pero por el contrario durante los meses de febrero y agosto en los cuales generalmente se presentan menos precipitaciones si se tiene diferencia entre las fases.



	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
El Niño	158	150	183	221	226	204	181	162	189	207	195	181
Neutral	177	168	198	210	225	207	179	180	199	213	196	192
La Niña	195	181	201	203	214	217	201	204	216	223	203	206

Figura 8.- Variaciones del índice de déficit de brillo solar en la estación Santágueda con el ENOS (1981 - 2010)

En la Figura 9 se presenta el índice estandarizado de precipitación para la estación Cenicafé acumulado para 6 meses, evidenciándose que durante la fase fría la humedad es mayor respecto a la normal, mientras que durante la fase calidad se presentan las tendencias de sequía.



	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
El Niño	-0.67	-0.68	-0.95	-0.82	-0.79	-0.59	-0.75	-0.74	-0.57	-0.57	-0.49	-0.64
Neutral	-0.02	-0.02	-0.07	0.03	0.04	0.08	0.22	-0.02	-0.12	-0.17	-0.28	-0.16
La Niña	0.98	0.91	1.29	1.06	0.69	0.54	0.45	0.79	0.97	0.96	1.04	1.04

Figura 9.- Variaciones del índice estandarizado de precipitación (6 meses) en la estación Cenicafé con el ENOS (1981 – 2010)

CONCLUSIONES

Dado que se espera un incremento en la variabilidad climática por efectos del calentamiento global (IPCC, 2013), destacando no sólo aumento en la temperatura media del aire, sino también en los extremos de precipitación. Este aumento en las temperaturas, modifica el ciclo hidrológico y contribuye a una mayor evapotranspiración, menores humedades del suelo y a precipitaciones más intensas, modificando el ciclo agrológico y fenológico de los cultivos.

En la cuenca del río Chinchiná, la precipitación se correlaciona mejor con el ONI sin ningún rezago, mientras que la temperatura presenta valores más altos de correlación cuando se realiza un rezago de 1 mes. Índices como la amplitud térmica, presentan mejores correlaciones con el ONI con un rezago de 1 mes. Para el déficit de brillo solar y el índice estandarizado de precipitación se obtienen mejores valores de correlación sin rezagos.

Las variables climáticas y los índices agroclimáticos presentan una fuerte relación e influencia con respecto a la elevación en la cuenca del río Chinchiná, marcando las diferencias entre los rangos de la cuenca baja, media y alta. La precipitación, la temperatura y la amplitud térmica presentan valores mayores en la cuenca baja y menores en la cuenca alta. El déficit de brillo solar manifiesta valores inferiores en la cuenca baja y superiores en la cuenca alta.

Los efectos de la variabilidad climática producidos por el ENSO en la cuenca del río Chinchiná reflejan comportamientos diferentes según la condición hidrológica (El Niño, La Niña y Neutral) sobre las variables climáticas y los índices agroclimáticos. La precipitación, el déficit de brillo solar y el índice estandarizado de precipitación presentan valores más bajos durante El Niño y más altos durante La Niña en comparación con la fase Neutral. La temperatura y la amplitud térmica aumentan sus valores durante la fase El Niño y son inferiores en La Niña.

Existen relaciones directas entre las variables climáticas, los índices agroclimáticos y el ENSO, y su comprensión ayuda a entender cómo pueden afectar de manera significativa la producción de los diferentes cultivos dentro de la cuenca.

AGRADECIMIENTOS

Esta investigación se encuentra enmarcada dentro del proyecto "Cuencas climáticamente resilientes" ejecutado por el Centro Internacional para la Investigación del Fenómeno de El Niño – CIIFEN, designado como el Centro Regional del Clima para el este de Sudamérica y financiado por la Agencia de los Estados Unidos para el Desarrollo Internacional – USAID, que en convenio con la Universidad Nacional de Colombia – Sede Manizales han culminado esta investigación.

REFERENCIAS

Ocampo, O., Vélez, J. & Londoño, A. (2014). "*Análisis de vulnerabilidad hídrica de la cuenca del río Chinchiná"*. Ed. Universidad Nacional de Colombia**.**

IDEAM. (2010). 2ª Comunicación Nacional ante la Convención Marco de las Naciones Unidas sobre Cambio Climático. Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales – IDEAM, Bogotá.

IPCC. (2013). Resumen Técnico. Cambio climático 2013. Bases físicas. Contribución de Grupo de Trabajo I al Quinto Informe de Evaluación del Grupo Intergubernamental de Expertos sobre el Cambio Climático. Recuperado de https://www.ipcc.ch/pdf/assessment-report/ar5/wg1/WG1AR5_SummaryVolume_FINAL_SPANISH.pdf.

Poveda, G., Mesa O.J. (1993). Metodologías de predicción de la hidrología Colombiana considerando el evento El Niño-Oscilación del Sur (ENOS). *Atmósfera,* 17, Sociedad Colombiana de Meteorología, Bogotá.

Rincón, D. F. (2017). "Índices agroclimáticos en la cuenca del río Chinchiná bajo efectos de variabilidad climática". Tesis de Maestría. Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales. 200p.

The National Drought Mitigation Center – NDMC. (2017). University of Nebraska-Lincoln. Recuperado de http://drought.unl.edu/MonitoringTools/DownloadableSPIProgram .aspx

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

EVALUACIÓN DE DEFICIENCIA HÍDRICA EN RÍOS DE MENDOZA

Patricia M. López[1] y Alberto I. Vich[2,3]

1 Instituto Nacional del Agua-Centro Regional Andino, Argentina pmlopez@ina.gob.ar
2 Instituto Argentino de Nivología, Glaciología y Ciencias Ambientales (IANIGLA CONICET), Argentina, aijvich@mendoza-conicet.gob.ar
3 Instituto de Estudios del Ambiente y los Recursos Naturales (IDARN), Facultad de Filosofía y Letras, UNCuyo, Argentina

RESUMEN:

Las cuencas de los ríos de Mendoza se extienden a lo largo de la Cordillera Principal y Frontal, su régimen es nivo-glacial y constituyen una fuente principal de agua dulce para el desarrollo humano y económico de la provincia. Desde 2010, los gobiernos provinciales han declarado la emergencia hídrica en Mendoza. Esta declaración se fundamenta en los pronósticos del derrame anual de los ríos más importantes para el período octubre de un año a septiembre del año siguiente. Por este motivo, resultó de gran interés investigar ocurrencias de deficiencias hídricas en las cuencas de los ríos Mendoza, Tunuyán y Atuel. El déficit es definido como una anomalía negativa del caudal diario medio en relación a un valor umbral derivado de una probabilidad de excedencia establecida. Se emplearon probabilidades de excedencia del 70, 80 y 90%, a fin de considerar el rango más usual de caudales bajos para el estudio de sequías y la determinación de caudales ambientales. Se identificaron cinco ciclos en el período común de observaciones, con déficit: 1955-1976 (1955-1971 para Atuel), 1996-2000 y 2010-2017; con exceso: 1976-1996 y 2000-2010. Los resultados demuestran que el déficit fue más frecuente en el pasado, siendo el ciclo 1955-1976 el más crítico hasta el presente en las cuencas del Mendoza y el Atuel, comenzando el ciclo en este último en 1945. En la cuenca del Tunuyán el ciclo actual ha sido el más crítico.

ABSTRACT:

The Mendoza river basins extend along the Frontal and Principal Cordillera; much of the discharge is attributable to melting snow and ice. They constitute a main source of freshwater for human and economical development of the province. Since 2010, the local governments have been declaring a hydrological emergency in Mendoza. This statement is established taking into account the main rivers' annual runoff forecasts for the period October of one year to September of the following year. For this reason, it was of great interest to study the discharge deficiency occurrence in the Mendoza, Tunuyán and Atuel river basins. The deficiency is defined as a negative anomaly of the daily mean discharge from a threshold value derived from a specified exceedance probability. These probabilities were 70, 80 and 90%, flows within this range are most widely used for drought studies and environmental flow management. Five cycles for the common observation period were identified, with deficit: 1955-1976 (1955-1971 for Atuel), 1996-2000 and 2010-2017; with excess: 1976-1996 and 2000-2010. The results show that deficiencies were more often in the past, being the 1955-1976 cycle the most critical in Mendoza and Atuel till now, starting in 1945 for the latter. In the Tunuyán river basin the present cycle has been the most critical.

PALABRAS CLAVES: Deficiencia hídrica, Método umbral variable diario, Mendoza

INTRODUCCIÓN

En la escala temporal de aprovechamiento de los recursos hídricos pueden surgir deficiencias en los caudales, de forma tal que la demanda no quede totalmente satisfecha. Rápidamente, desde los gobiernos y los medios informativos, se habla de tomar una medida administrativa, como es la declaración de la *emergencia hídrica*, desconociendo las causas que origina el déficit de agua. La insatisfacción de la demanda puede responder a distintos motivos, como: una disminución temporal de los recursos hídricos, falta de una gestión adecuada, exceso de la demanda consuntiva o rápido crecimiento de ella. Como puede deducirse, se trata de un problema complejo, multidimensional que requiere gran claridad para diferenciar entre escasez, aridez y sequía.

La sequía es entendida como una anomalía temporal de oferta natural de agua (precipitación, caudal), que puede producir, o no, una situación de insuficiencia en el suministro en función de la demanda. En tanto, que escasez es una situación permanente en relación a la demanda. La sequía es natural, transitoria y eventualmente suficientemente prolongada, que genera un déficit coyuntural y no debe ser confundida con aridez, que es una situación estructural, natural y permanente. Saber diferenciar si el déficit es transitorio o permanente, permite tomar medidas de carácter temporal o de largo plazo, pero ambas incluidas en un plan de gestión integral del recurso hídrico.

El objetivo del presente trabajo se relaciona con la detección de episodios de deficiencia hídrica en cuencas de Mendoza. Estas anomalías negativas representan el apartamiento de caudal diario medio en relación a un valor fijo o umbral, variable a lo largo del año.

MATERIALES Y MÉTODOS

Tradicionalmente, los eventos de sequías hidrológicas han sido identificados como una anomalía negativa entre el caudal y un caudal umbral fijo (Yevjevich, 1967; Tallaksen y Van Lanen, 2004; Fleig et al., 2006) que proporciona parámetros que permiten su caracterización estadística. Dado que los principales ríos de la provincia de Mendoza son alimentados por la fusión de nieve y glaciares, este método solo ha identificado, generalmente eventos de sequía en estiaje (López y Querner, 2014), período en el cual la demanda es más baja.

Utilizando el método del Índice de Caudales Estandarizado (SSI) para observaciones entre 1971 y 2016, Rivera et al. (2017) han determinado sequías con duración media de 67 meses en el período 2010-2016. El empleo de este índice se ha extendido recientemente y presenta varios enfoques para su determinación, sin acuerdo sobre cual es preferible, siendo sensible a la elección de la distribución de probabilidades y al método de estimación de sus parámetros.

El presente trabajo, investiga las deficiencias hídricas durante el año hidrológico, que se extiende desde el 1 de julio al 30 de junio del año siguiente. Se analizaron series de caudal diario medio en los ríos: Mendoza en Guido (1956 a 2017), Tunuyán en Valle de Uco (1955 a 2017) y Atuel en La Angostura (1931 a 2017), proporcionadas por Secretaria de Infraestructura y Política Hídrica.

Se ha empleado un método de nivel umbral variable diario (Stahl, 2001), que permite caracterizar ciclos de caudales en relación a diferentes probabilidades de excedencia. Estos ciclos fueron determinados estimando curvas de frecuencia de caudales para cada día del año hidrológico, con una ventana temporal que incluye caudales anteriores y posteriores al día considerado; en este trabajo, la ventana es de 29 días. La Figura 1 muestra un diagrama que explicita la forma de cálculo del caudal umbral variable diario. Se utilizaron probabilidades de excedencia correspondientes al 70, 80 y 90%, con el propósito analizar el rango más usual de caudales bajos para el estudio de sequías y la determinación de caudales ambientales (Smakhtin, 2001; Tallaksen y Van Lanen, 2004). Las deficiencias hídricas, se producen cuando el caudal observado para un día particular es menor que el correspondiente al umbral. Los hidrogramas de caudal umbral variable diario, para las probabilidades de excedencia establecidas, se presentan en la Figura 2 para los ríos Mendoza en Guido, Tunuyán en Valle de Uco y Atuel en La Angostura.

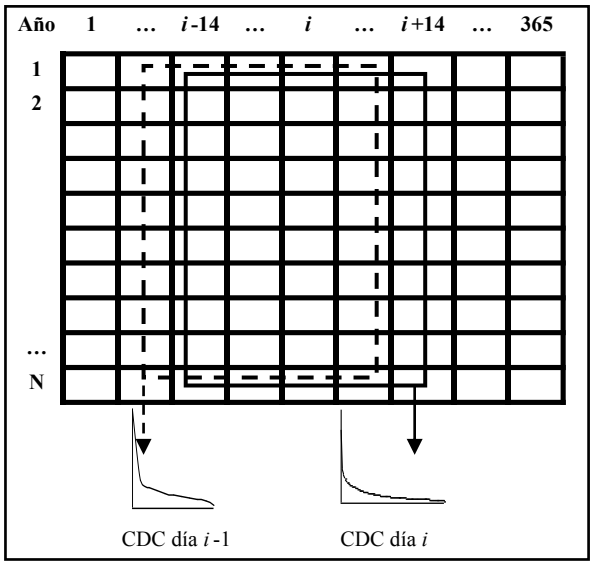


Figura 1.- Curva de duración de caudales (CDC) para cada día del año con ventana móvil

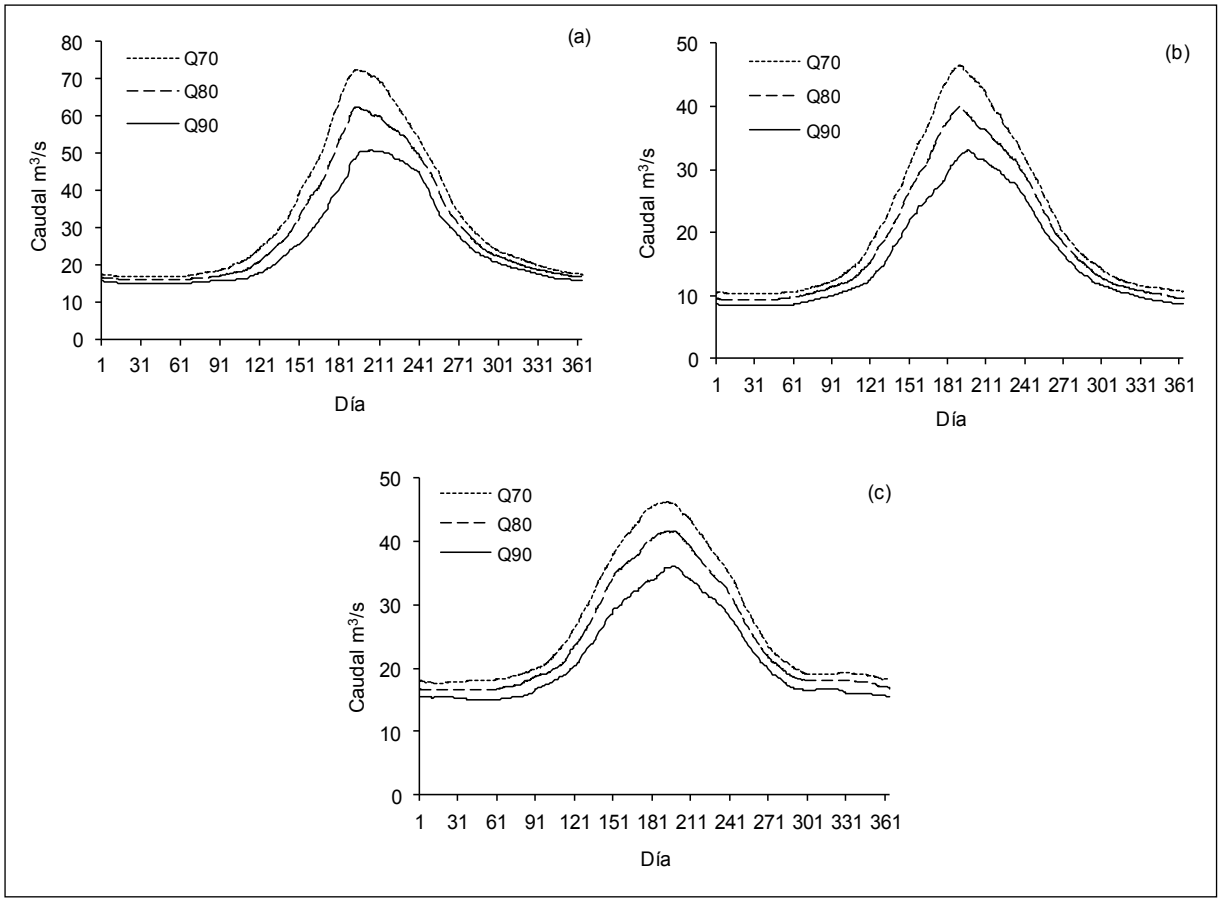


Figura 2.- Hidrogramas de caudal umbral variable diario ríos (a) Mendoza, (b) Tunuyán y (c) Atuel

En general, el caudal correspondiente a un 70% de excedencia (Q70) está relacionado con deficiencias en los usos consuntivos; Q90, valor usado cuando las deficiencias son críticas; en numerosos países se usa como caudal ambiental mínimo para la preservación del ecosistema. Las deficiencias hídricas obtenidas, fueron volcadas a en un gráfico que en abscisas presenta los días del año hidrológico y en ordenadas los años de registro. Cada punto simboliza la deficiencia diaria para una probabilidad de excedencia preestablecida; este gráfico permite visualizar rápidamente los

periodos de déficit en función de un umbral variable diario. Las figuras 3 a 5 presentan los resultados obtenidos.

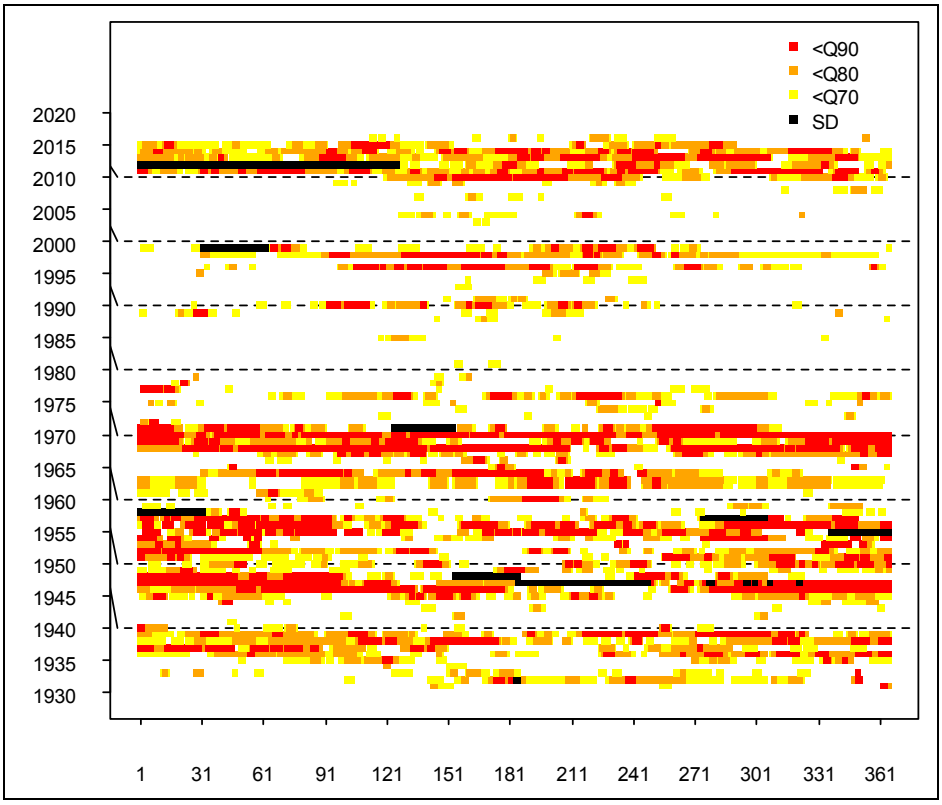


Figura 3.- Deficiencias hídricas Mendoza en Guido 1956-2017 (SD: sin dato)

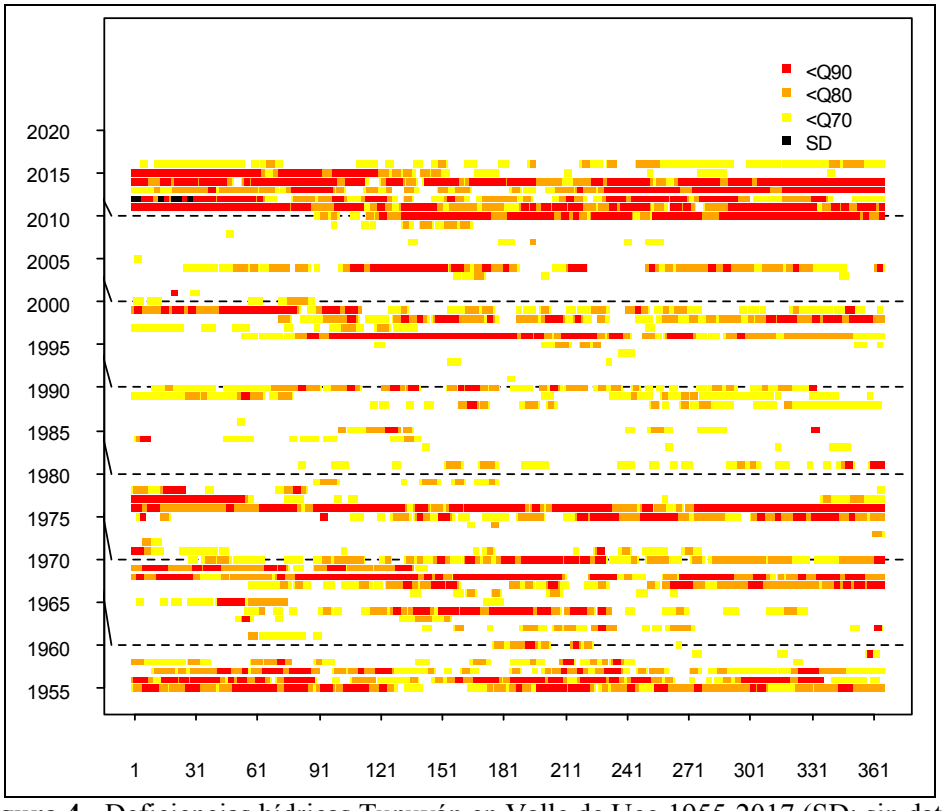


Figura 4.- Deficiencias hídricas Tunuyán en Valle de Uco 1955-2017 (SD: sin dato)

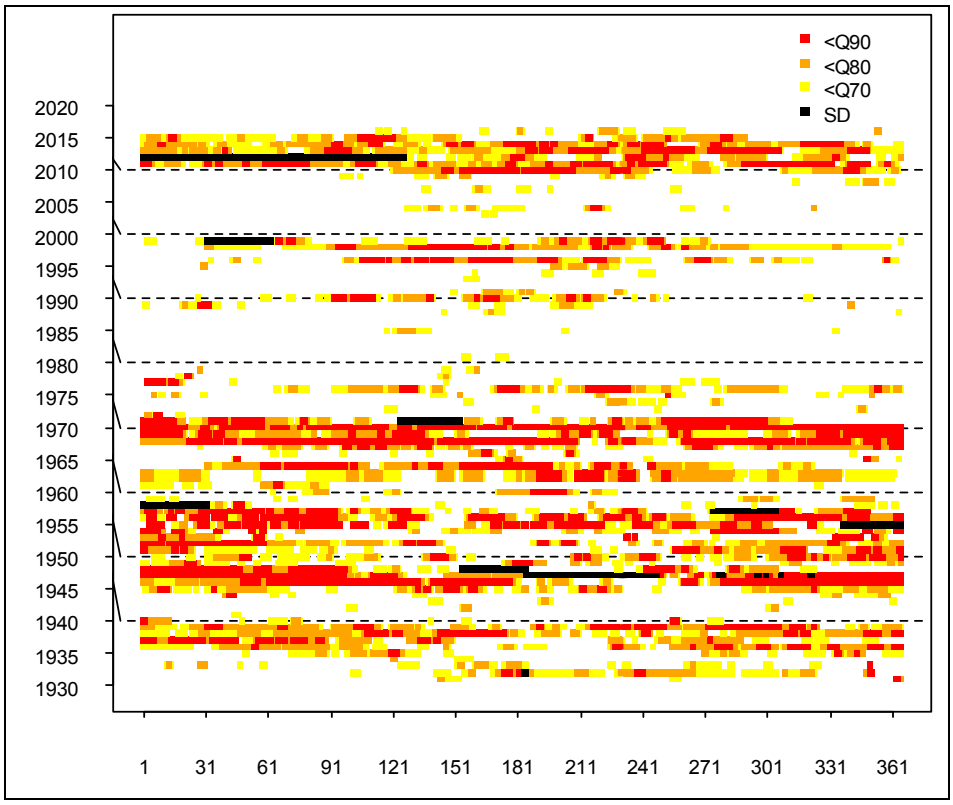


Figura 5.- Deficiencias hídricas Atuel en La Angostura 1931-2017 (SD: sin dato)

RESULTADOS

En las cuencas estudiadas se identificaron cinco ciclos para el período común de observaciones. Los lapsos con déficit se extienden desde 1955 a 1976, excepto en el Atuel que se desarrolla entre 1955 y 1971; el ciclo siguiente abarca el período 1996-2000; el último ciclo deficitario se presenta en 2010-2017. Los períodos con exceso se observan en: 1976-1996 y 2000-2010. Las figuras 3 a 5 se muestran claramente los períodos con mayor número de días con déficit, mientras que los períodos con exceso se muestran en blanco.

A fin de comparar las características de los períodos deficitarios se estimaron algunos parámetros en porcentaje. Ellos son: promedio, máximo y mínimo de los días con déficit; promedio de los días con caudales menores a las probabilidades de excedencia 70, 80 y 90% (Q70, Q80 y Q90); año crítico en el período y escasez crítica en el año crítico (Q90 año crítico).

Debido a la existencia de rachas en los períodos de déficit, los mismos parámetros fueron estimados, a fin de considerar los efectos de la secuencia temporal, para la racha más larga con escasez superior o igual al 50% de días del año hidrológico.

Los parámetros se presentan en la Tabla 1 y son similares en las tres cuencas analizadas para los períodos totales de deficiencia; excepto los valores mínimos que son más significativos para las cuencas de los ríos Mendoza y Tunuyán para el período 2010-2017 y para el Atuel en el período 1996-2000. El promedio de Q90 en el Tunuyán fue más deficitario en el período 2010-2017.

El análisis de las rachas revela que en el río Mendoza las deficiencias (valores medios, máximos y mínimos, media de Q90 y días del año critico) del período 1967-1971 fueron más severas que en 2010-2014. El río Atuel presenta características semejantes en 1967-1971 y 2013-2015, salvo en el máximo (364 días en el año hidrológico 1970-1971) y media de Q90. La cuenca del Tunuyán muestra un comportamiento diferente a las anteriores. Los máximos, media de Q90 y días del año crítico son mayores para el período 2010-2014.

Dado que la cuenca de río Atuel posee un registro más extenso, fue posible detectar un ciclo deficitario más antiguo entre 1936-1939 y el otro que se extiende de 1945 a 1971. Este último nos permite inferir que la región estudiada, centro-norte de la provincia de Mendoza ha estado sujeta a un período de más de 25 años con ciclos de deficiencia hídrica.

Tabla 1.- Estadísticos del déficit, año crítico y de rachas más críticas en el período común de registros

Período		1955-1976		1955-71	1996-2000			2010-2017		
Estación		GUI	VUC	LAG	GUI	VUC	LAG	GUI	VUC	LAG
Déficit	Med [%]	53	37	50	44	45	53	58	74	59
	Máx [%]	94	97	100	89	78	78	72	96	91
	Min [%]	7	1	5	2	10	31	32	45	8
Promedio	Q70 [%]	17	12	13	15	17	22	23	19	20
	Q80 [%]	18	14	16	13	16	19	20	19	24
	Q90 [%]	16	11	21	16	12	12	15	36	15
Año critico		1968-69	1976-77	1970-71	1996-97	1996-97	1998-99	2010-11	2011-12	2011-12
Q90 año crítico [%]		68	60	78	46	33	13	23	49	32
Racha		1967-71	1955-57	1967-71		1998-99		2010-14	2010-14	2013-15
Long. máx [años]		5	3	5	S/R	2	S/R	5	5	3
Déficit racha	Med [%]	80	80	75		59		63	84	74
	Máx [%]	94	88	100		61		72	96	89
	Min [%]	58	73	50		56		51	70	52
Promedio racha	Q70 [%]	16	27	12		22		26	15	26
	Q80 [%]	24	32	23		24		22	24	31
	Q90 [%]	40	21	40		13		15	45	17
Año critico		1968-69	1957-58	1970-71		1998-99		2010-11	2011-12	2013-14
Q90 año crítico [%]		68	11	78		12		23	49	26

GUI: Guido; VUC: Valle de Uco; LAG: La Angostura

CONCLUSIONES

La metodología empleada resulta útil para identificar de manera más realista días con déficit hídrico, entendiendo por déficit una anomalía negativa en el caudal diario medio en relación a un valor umbral variable diario derivado de una probabilidad de excedencia particular. Las probabilidades de excedencia empleadas fueron del 70, 80 y 90%, a fin de considerar el rango más usual de caudales bajos para el estudio de sequías y la determinación de caudales ambientales.

Las deficiencias estimadas no se relacionan con la demanda propiamente dicha, sino que se vinculan con el estado del sistema hídrico, es decir con la oferta presente del recurso, asumiendo que el caudal transportado por la corriente presenta distintos orígenes (superficial, subsuperficial y subterráneo). El método del umbral variable diario detecta desviaciones en los caudales en períodos de crecidas y estiajes. La presencia de caudales más bajos que los normales en época de crecidas puede manifestar el inicio de sequías. Las deficiencias definidas con este método se consideran episodios anómalos y no constituyen, a priori, eventos de sequía hidrológica.

Los resultados revelan que los años con déficit fueron más frecuentes en el pasado. El registro más extenso del río Atuel muestra ciclos deficitarios más antiguos, entre 1936-1939 y 1945-1971. En el período común de observaciones, el ciclo 1955-1976 fue el más crítico hasta el presente en las cuencas del los ríos Mendoza y Atuel, mientras que en la cuenca del río Tunuyán fue el actual.

La detección de períodos de déficit de flujo superficial es insuficiente para establecer la insatisfacción o no de la demanda, debido a que esta también depende de las otras componentes del sistema hidrológico.

La insatisfacción de la demanda puede responder a distintos motivos, como: una disminución temporal de los recursos hídricos, falta de una gestión adecuada, exceso de la demanda consuntiva o rápido crecimiento de ella. Se trata de un problema complejo, multidimensional que no se resuelve con una declaración de emergencia hídrica, ya que no toma en cuenta el recurso hídrico en forma integral.

REFERENCIAS

Fleig, A.K., L.M., Tallaksen, H. Hisdal and S. Demuth (2006). "A global evaluation of streamflow drought characteristics". *Hydrology and Earth System Sciences*, 10 (4), pp. 535-552.

López, P. M. y E. Querner (2014). **"**Principales indicadores de sequía hidrológica". Taller sobre la sequía en el Noroeste argentino, Tucumán.
Rivera, J. A., O. C. Penalba, R. Villalba and D. C. Araneo (2017). "Spatio-Temporal Patterns of the 2010–2015 Extreme Hydrological Drought across the Central Andes, Argentina", *Water*, 9, 652, https://doi.org/10.3390/w9090652, 2017.
Smakhtin, V.U. (2001). "Low flow hydrology: a review". *Journal of Hydrology*, 240, pp. 147-186.
Stahl, K. (2001). *Hydrological drought. A study across Europe*. Doctoral dissertation, Geowissenschaftlichen Fakultät, Albert-Ludwigs Universität Freiburg, Freiburg, Germany.
Tallaksen, L. M., and H. A. J. van Lanen (2004). *Hydrological drought. Processes and estimation methods for streamflow and groundwater*, Elsevier, Amsterdam, The Netherlands.
Yevjevich, V. M. (1967). *An objective approach to definition and investigation of continental hydrologic droughts*. Hydrologic Paper 23, University of Colorado, Fort Collins, CO.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

ANÁLISIS DE LLUVIAS SINTÉTICAS DIARIAS EN LA CUENCA DEL ARROYO SAN ANTONIO. VALLEDUPAR - CESAR

Ing. Héctor Alfonso Rodríguez Díaz, M.Sc.
Profesor Titular, Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, Bogotá D.C. - Colombia,
alfonso.rodriguez@escuelaing.edu.co

Ing. Andrés Humberto Otálora Carmona, M.Sc.
Profesor Instructor, Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, Bogotá D.C. - Colombia,
andres.otalora@escuelaing.edu.co

RESUMEN:

Este artículo presenta los análisis, cálculos, resultados y recomendaciones de la utilización de un modelo simplificado para la generación de series sintéticas diarias de lluvias en la cuenca del Arroyo San Antonio para la zona de explotación minera en el departamento del Cesar, Colombia. En este análisis se ha utilizado como base un método de reanálisis de datos diarios de la Universidad de Chile (2015). Teniendo en cuenta las particularidades hidrológicas de la zona de estudio y con el propósito de reducir las diferencias entre el patrón generado por la lluvia sintética y el patrón de los registros históricos originales, el método ha sido optimizado. Estos métodos de generación reproducen secuencias de las magnitudes de éstas variables, resguardando las características de la serie histórica. El propósito de la generación de estos datos sintéticos, es la reproducción de valores con patrones particulares para realizar análisis hidrológicos tomando estas series como registros reales de lluvias futuras.

ABSTRACT:

This article presents the analysis, calculations, results and recommendations of the use of a simplified model for the generation of synthetic rain series in the basin: "Arroyo San Antonio" for the exploitation area in the department of Cesar, Colombia. In this analysis, it was used as basis of the investigation the reanalysis method developed for the University of Chile (2015). Given the hydrological particularities of the study area and with the purpose of reducing the differences between the pattern generated by synthetic rain and the pattern of historical series, the method has been optimized. These generation methods reproduce the sequences of the variables of various variables, safeguarding the characteristics of the historical series. The aim of the generation of these synthetic data, is the reproduction of values with particular patterns to perform hydrological analyzes, using these series as real rainfall record.

PALABRAS CLAVES: *Lluvia Sintética, Precipitación Diaria, Patrón de Precipitación.*

INTRODUCCIÓN

En este artículo se describen de manera general los análisis realizados para la generación de lluvias sintéticas en cuencas hidrográficas del sur del departamento del Cesar, Colombia, a partir de registros diarios tomando como referencia un método de reanálisis de datos diarios propuesto en un estudio de la Universidad de Chile (2015). Teniendo en cuenta las particularidades hidrológicas de la zona de estudio y con el propósito de reducir las diferencias entre el patrón generado por la lluvia sintética y el patrón de los registros históricos originales, el método ha sido optimizado. En general los métodos estocásticos para la generación de datos diarios, utilizan series históricas que constituyen una muestra estadística de la variable hidrológica a reproducir. Estos métodos de generación reproducen secuencias de las magnitudes de éstas variables, resguardando las características de la serie histórica que les dio origen, sin que los valores o secuencias de ellos sean iguales a los observados. El propósito de la generación de estos registros sintéticos, es la reproducción de datos con patrones particulares que permitan realizar análisis hidrológicos asumiendo estas series como registros reales de lluvias futuras.

Para utilizar esta metodología es necesario disponer de series de datos a nivel diario y con una extensión anual (365 días). Debido a la incertidumbre en la generación de datos aleatorios deterministicos, en este trabajo se han propuesto tres alternativas de generación de lluvias sintéticas diarias.

La primera alternativa de generación sintética se realiza tomando los datos diarios de un año, representativos para la estación; en este caso se utiliza una serie con 365 datos conformada con los valores de la precitación media diaria multianual, obtenida con el promedio diario de los datos del número de años disponibles. Establecida esta serie base, se pueden obtener tantas series como procesos se realicen.

La segunda alternativa de generación sintética se realiza utilizando los 365 datos de cada uno de los años de registro. Por tal razón, por cada serie anual de registros se puede obtener una serie sintética que mantiene el patrón de la serie original, pero no necesariamente su media y su desviación.

Finalmente en la tercera alternativa se aplica el mismo procedimiento de la segunda alternativa pero realizando un proceso de depuración y optimización, tal que, cada año sintético tenga una media y una desviación similar a los valores de la serie original.

RECOPILACIÓN DE INFORMACIÓN HIDROCLIMATOLÓGICA

Para disponer de la información hidroclimatológica de la zona de estudio, se procedió a adquirir y revisar, para la zona de estudio, los datos de estaciones climatológicas especiales, ordinarias, pluviométrica y pluviográficas del Instituto de hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales, IDEAM. Se seleccionaron todas aquellas estaciones con años de registro suficientemente extensos. En total se obtuvieron 27 estaciones con datos precipitación a nivel diario, para todo el periodo de registro seleccionado. En la Figura 1 y Figura 2 se muestran los datos de precipitación a nivel diario de las dos estaciones más representativas de la zona.

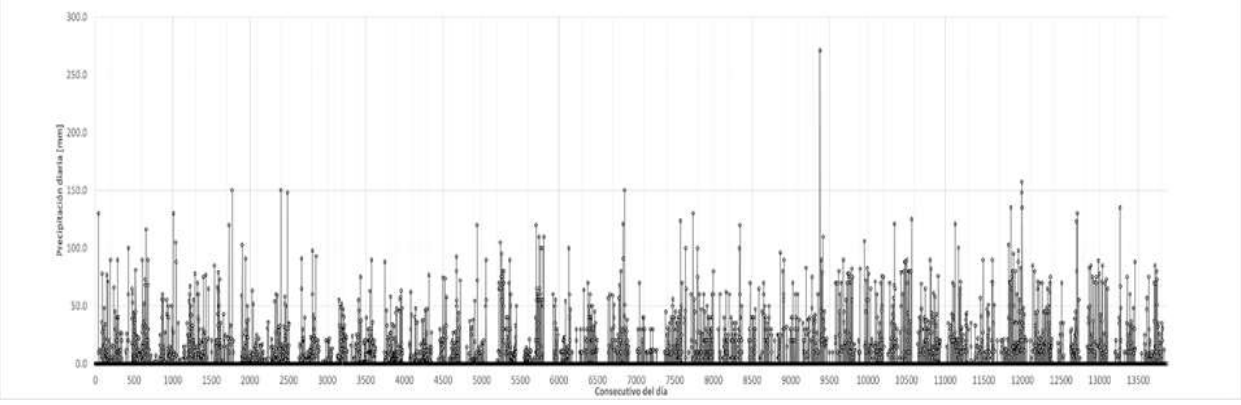


Figura 1.- Registros diarios de precipitación periodo 1963 a 2010. Estación La Loma, serie natural

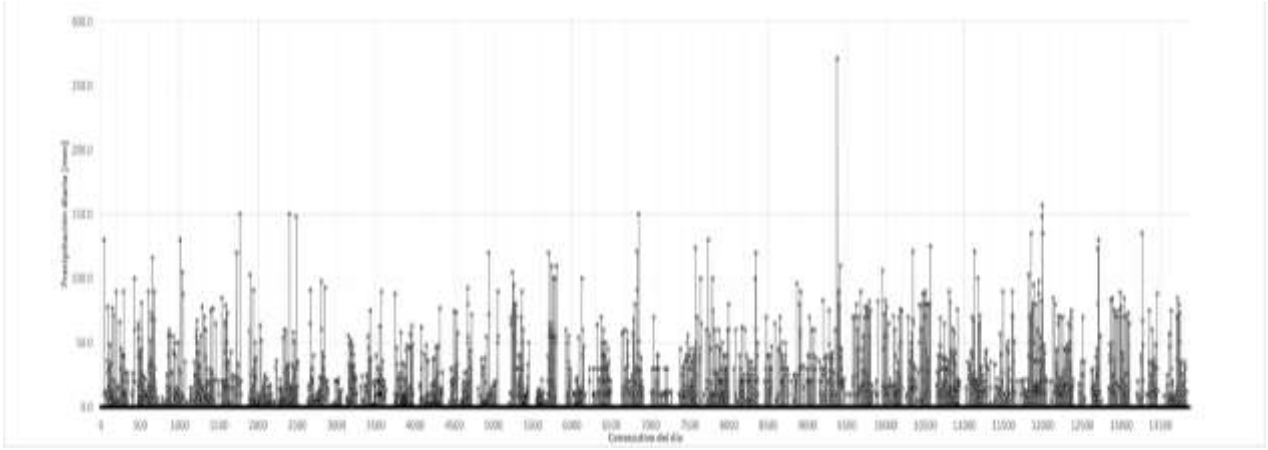


Figura 2.- Registros diarios de precipitación periodo 1963 a 2010. Estación La Jagua, serie natural.

EXTENSIÓN DE LAS SERIES Y DATOS COMPLETADOS

Posteriormente a la depuración inicial de la información pluviométrica obtenida, se procedió a homogenizar las series, completar y extender los datos de precipitación a nivel diario en las estaciones seleccionadas. Dicho análisis se realizó a partir de estaciones base, con datos suficientemente largos y homogéneos que permitieron completar los datos faltantes o erróneos de las demás estaciones. Para realizar este procedimiento, se trató de mantener el promedio de las series y mantener la tendencia de los datos a nivel diario. A manera de ejemplo, en la Figura 3 se presentan los resultados de los registros extendidos y completados de la estación denominada La Jagua a partir de los registros de la estación base.

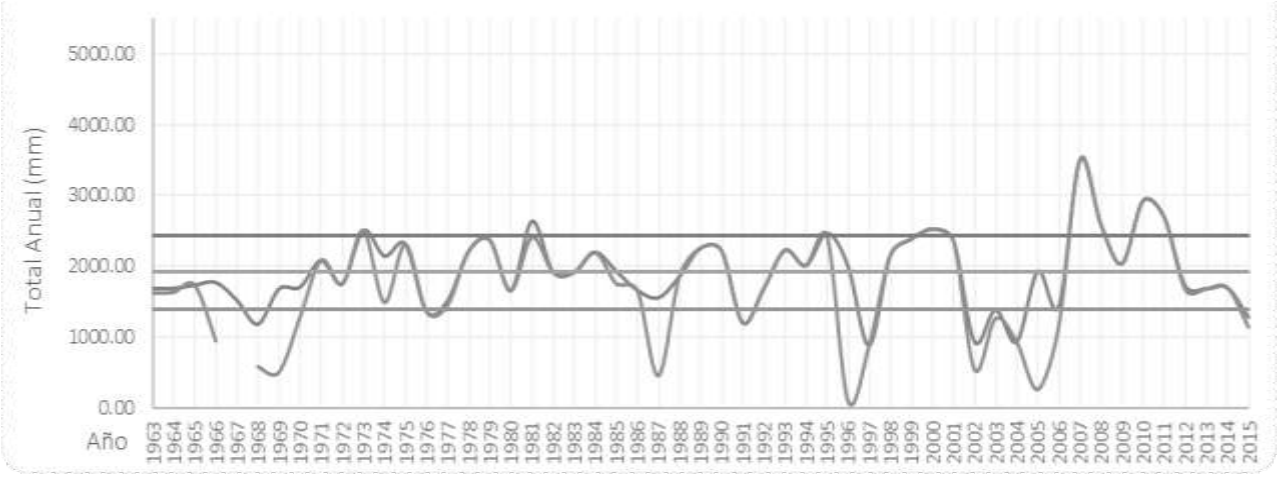


Figura 3.- Comparación del ciclo anual de datos diarios de precipitación. Estación base y estación La Jagua.

DESCRIPCIÓN GENERAL DEL MODELO SIMPLIFICADO DE GENERACIÓN DE LLUVIA SINTÉTICA

Tal como se mencionó, para la generación de la precipitación diaria se seleccionó el método de reanálisis de datos, propuesto en un estudio de la Universidad de Chile (2015) a partir de la generación de datos diarios con base en las estadísticas de los valores mensuales de la serie observada (para la extensión anual), manteniendo su media y su desviación.

Este método utiliza el concepto de la persistencia hidrológica, el cual define la probabilidad de que en dos o más días consecutivos húmedos exista una alta probabilidad de presentarse un tercer

día húmedo y viceversa con los días secos. Esta metodología presenta una ventaja significativa ya que trunca los valores negativos; para la generación de los parámetros aleatorios, utiliza la función Gamma y la función Normal, las cuales se pueden acotar a valores mayores a cero.

Debido a la magnitud de la información que se produce y con el propósito de disminuir el tiempo de cómputo, se desarrolló un software simple en Wolfram Mathematica, el cual permite generar datos a partir de la metodología descrita y para una serie anual de registros. Se encuentra un resultado óptimo, disminuyendo el error entre los parámetros estadísticos de la serie histórica con respecto a la serie sintética.

METODOLOGÍA DE CÁLCULO DE LA LLUVIA SINTÉTICA

A continuación, se expone la base teórica de la metodología utilizada para la generación de la lluvia sintética a nivel diario utilizando los conceptos estadísticos y determinísticos de los modelos estocásticos.

En este método, inicialmente se definen como días húmedos (H) o secos (S) a cada uno de los 365 datos de precipitación de la serie anual. Un día húmedo se define si durante el transcurso del día, las lluvias acumuladas superan o igualan 0.1 mm; de lo contrario, se clasificará como un día seco. También es necesario comparar la información de dos días consecutivos, determinando las posibles combinaciones de días secos y húmedos. Es necesario nombrar cada pareja de datos según la siguiente clasificación: húmedo – húmedo (HH), seco-seco (SS), húmedo – seco (HS), seco – húmedo (SH). Adicionalmente es necesario calcular los parámetros estadísticos a nivel mensual de la serie histórica (media y desviación estándar) y la probabilidad de ocurrencia de la combinación de días húmedos - secos, denominados PHS y la probabilidad de ocurrencia de la combinación de días húmedos – húmedos, denominados PHH. Las expresiones que definen estas probabilidades son:

$$PHS = \frac{NHS}{NS} \quad [1]$$

$$PHH = \frac{NHH}{NH} \quad [2]$$

Donde,

NHS: Número de combinaciones de días Húmedos – Secos **i**
NH: Número de combinaciones de días Húmedos – Húmedos **i**
NS: Número de días secos en el mes **i**
NH: Número de días húmedos en el mes **i**

Estas dos probabilidades discretas permiten crear la serie sintética a partir de las funciones probabilísticas continuas Gamma y Normal.

Antes de aplicar las funciones de probabilidades, es necesario crear una lista de números aleatorios entre cero (0) y uno (1), cuya tendencia responda a la distribución Normal. Este procedimiento es relativamente sencillo de realizar debido a la implementación de funciones ya incorporadas en el software y en las hojas de cálculo. Cabe resaltar que el software que se ha desarrollo en Wolfram Mathematica, varía y delimita el rango de los números aleatorios manteniendo su tendencia Normal, tal que, al generar la serie sintética esta posea el menor error con respecto la serie histórica.

Posterior a la generación de los números aleatorios con distribución normal, se procede a nombrar como día húmedo (H) o seco (S) estos números aleatorios generados a partir de la media y desviación de la serie histórica. Esto se realiza al comparar la magnitud de estos datos, con la

probabilidad de ocurrencia de la combinación de días HS y HH, PHS y PHH respectivamente, de la siguiente manera:

$$\text{Si } x_{i-1} = S \;\; y \;\; No.aleatorios > PHS \; entonces \; x_i = S \qquad [3]$$
$$\text{Si } x_{i-1} = S \;\; y \;\; No.aleatorios < PHS \; entonces \; x_i = H \qquad [4]$$
$$\text{Si } x_{i-1} = H \;\; y \;\; No.aleatorios > PHH \; entonces \; x_i = S \qquad [5]$$
$$\text{Si } x_{i-1} = H \; y \;\; No.aleatorios < PHH \; entonces \; x_i = H \qquad [6]$$

El primer valor aleatorio generado (valor semilla) debe poseer un nombre (H o S) a criterio del investigador, ya que será el valor semilla del cálculo. Al tener etiquetados todos los valores aleatorios con "H" o "S" es posible utilizar la función inversa de Gamma para determinar la lluvia sintética diaria así:

$$\text{Si } x_i = S \;\; entonces \; P_i = 0 \qquad [7]$$
$$\text{Si } x_i = S \;\; entonces \; P_i = Inversa \; de \; la \; Función \; Gamma \; para \; el \; mes \; \boldsymbol{i} \qquad [8]$$

Donde,

Pi: Lluvia sintética para el mes **i**

La función Gamma es una función continua que depende de la probabilidad de ocurrencia de un evento X y de los parámetros Alfa (α) y Beta (β). Por tanto, el valor de la probabilidad que va de cero (0) a uno (1) es el dato aleatorio determinado anteriormente. Adicionalmente se tiene que:

$$\alpha_i = (\frac{\bar{x}_i}{\sigma_i})^2 \qquad [9]$$

$$\beta_i = \frac{{\sigma_i}^2}{\bar{x}_i} \qquad [10]$$

Donde,

α_i Parámetro Alfa para el mes **i**
β_i Parámetro Beta para el mes **i**
$\bar{x}_i$ Promedio de los datos diarios del mes **i**
σ_i Desviación estándar muestral de los datos diarios del mes **i**

Con el propósito de revisar las alternativas y evaluar su comportimiento, se generaron series sintéticas con los registros diarios de precipitación de las estaciones La Jagua y La Loma. Tal como se mencionó anteriormente se avaluarán dos alternativas de generación. Para la primera alternativa de generación se utilizará una serie representativa obtenida con los valores medios diarios multianuales. La segunda alternativa consiste en generar una serie sintética de valores diarios por cada año de registro.

A continuación, y a manera de ejemplo, se presenta una comparación entre los resultados obtenidos para la primera alternativa de la serie sintética generada a nivel diario y los datos observados.

En la Figura 4 se presentan los resultados para una serie sintética de valores diarios (365 datos), de las muchas que se generaron en la estación la Loma. Esta serie sintética se obtuvo de acuerdo con lo establecido con la primera alternativa, es decir la base es una serie histórica conformada con los promedios diarios multianuales para cada uno de los 365 datos del año. Tal como se puede ver en la Figura los valores diarios no necesariamente conservan el mismo patrón de la lluvia base, pero la lluvia generada conserva las propiedades estadísticas anuales de los datos históricos.

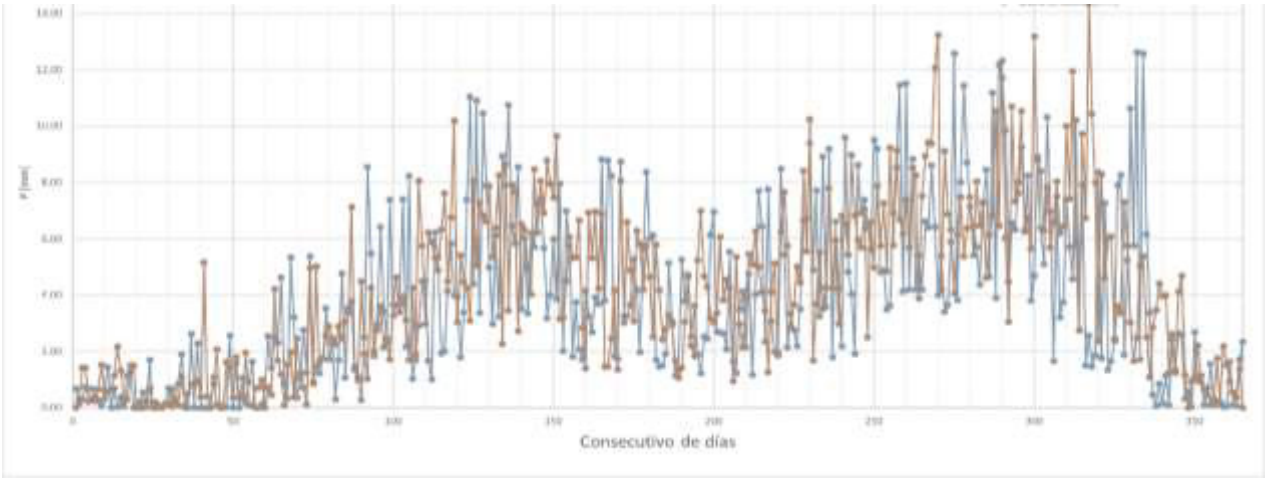


Figura 4.- Comparación de los registros históricos multianuales de la Estación La Loma y una serie diaria sintética.

RESULTADOS DE LAS SERIES SINTÉTICAS GENERADAS CON LA PRIMERA ALTERNATIVA

En esta primera alternativa a partir de los 50 años de registros diarios de precipitación disponibles en cada una de las estaciones estudiadas en la zona, se procedió a conformar una serie de 365 datos representantivos para cada estación. Cada dato se obtiene con el promedio diario multianual de los registros de cada estación.

Conformada esta serie se procedió a aplicar la metología de generación de lluvia sintética con el método de reanálisis descrito anteriormente, seleccionando las series cuyos parámetros estadísticos mensuales (media y desviación) tuviera la menor diferencia entre la serie generada y la serie utilizada para su generación. Este procedimiento de selección se realizó con ayuda de los software Wolfram Mathematica y Microsoft Excel al crear una secuencia de trabajo en pararelo cuyo propósito es determinar la mejor serie después de 50 simulaciones por cada año de modelación.

En las Figuras 5 y 6 se muestran las series de precipitación sintética generadas con una extensión de 50 años generadas con la primera alternativa, a partir de los registros históricos de precipitación diaria multianual de las estaciones la Loma y La Jagua, es decir utilizando la serie multianual se han generado aleatoriamente 50 años de series diarias (cada serie con 365 registros por año). Tal como se puede ver, la precipitación presenta un comportamiento cíclico anual, debido a que el proceso realizado mantiene la tendencia de los datos originales (valores medios multianuales). La media y la desviación son muy similares a los datos de la serie base diaria a nivel multianual.

Adicionalmente se observa que los valores extremos de precipitación son atenuados debido a que se utilizó el promedio de cada uno de los días de la serie, sesgando los valores extremos.

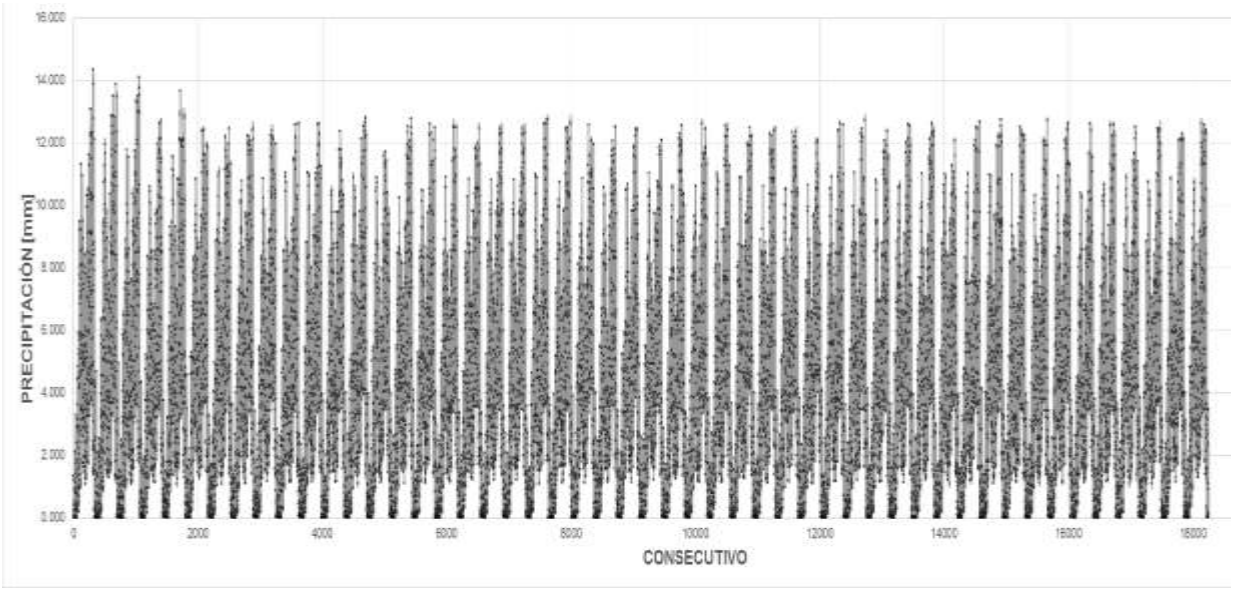


Figura 5.- Lluvia sintética de 50 años generada a partir de la media multianual de los valores diarios de la serie histórica. Estación La Loma

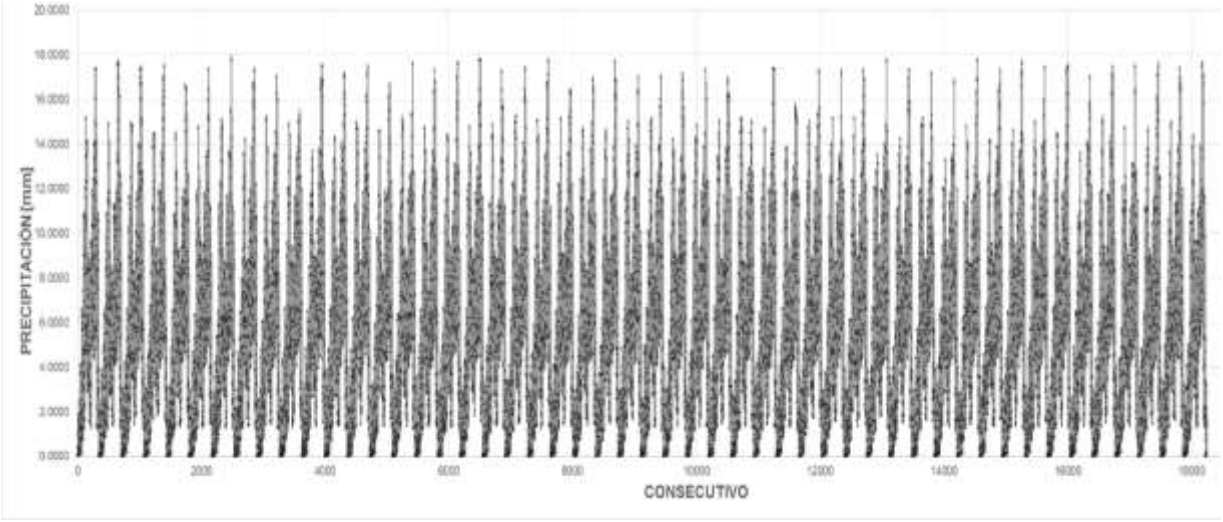


Figura 6.- Lluvia sintética de 50 años generada a partir de la media multianual de los valores diarios de la serie histórica. Estación La Jagua

Como resultado de este procedimiento de generación se puede concluir que al utilizar esta serie de datos sintéticos para realizar una modelación lluvia – escorrentía se podrían subvalorar las precipitaciones puntuales y a su vez la escorrentía superficial.

RESULTADOS DE LAS SERIES SINTÉTICAS GENERADAS CON LA SEGUNDA ALTERNATIVA

A partir de los resultados de la primera alternativa de generación de la lluvia sintética diaria y teniendo en cuenta el comportamiento de los registros de precipitación de la zona, se puede concluir que una serie sintética generada a partir de una sola serie base (promedio multinual de cada registro) no resulta recomendable debido a la atenuación de las lluvias máximas diarias. Por esta razón se concibió una segunda alternativa para la generación de lluvias diarias.

La segunda alternativa de generación de series sintéticas de precipitación diaria utiliza cada año de registro para generar un año sintético, es decir, por cada año de registro (365 datos) se generará un año sintético (365 datos) manteniendo la media y desviación estándar de la serie base de cada año.

Con el propósito de analizar la sensibilidad de los datos generados con esta alternativa se han realizado dos procedimientos por cada serie generada. Para el primer procedimiento de esta segunda alternativa se han generado registros sintéticos cuyo promedio en general resulta superior al promedio de los registros históricos. En el segundo procedimiento de esta segunda alternativa se ha definido un límite máximo y un límite mínimo para los datos generados, con el propósito de que la serie sintética generada tenga un promedio similar al promedio de los registros históricos a nivel diario. Se observa que en este caso la serie sintética generada mantiene el mismo patrón diario de la serie base.

Estas modelaciones con la alternativa dos, permiten analizar la variabilidad de la lluvia diaria, al recrear distintas condiciones sin alterar las características estadísticas de la serie histórica. Cabe destacar que es posible generar tantas series, como el usuario desee, manteniendo la tendencia de la media, pero modificando la desviación estándar de los registros sintéticos. Adicionalmente, es posible generar distintas tendencias de la precipitación al reagrupar de forma aleatoria las series sintéticas obtenidas, permitiendo generar un número casi infinito de series, manteniendo entre ellas exactamente la misma media y desviación estándar. En las Figuras 7 y 8 se presentan los resultados de ambas modelaciones para la estación La Loma y en las Figuras 9 y 10 se presentean los resultados para la estación La Jagua.

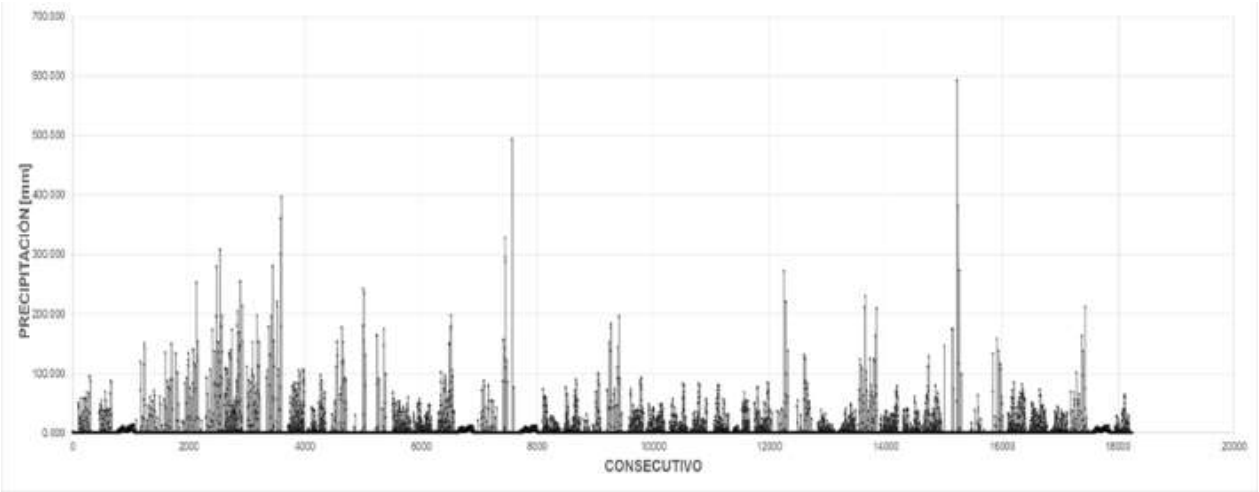


Figura 7.- Lluvia sintética obtenida año a año, manteniendo los valores medios anuales de la serie natural. Estación La Loma. Modelación 1 – Alternativa 2.

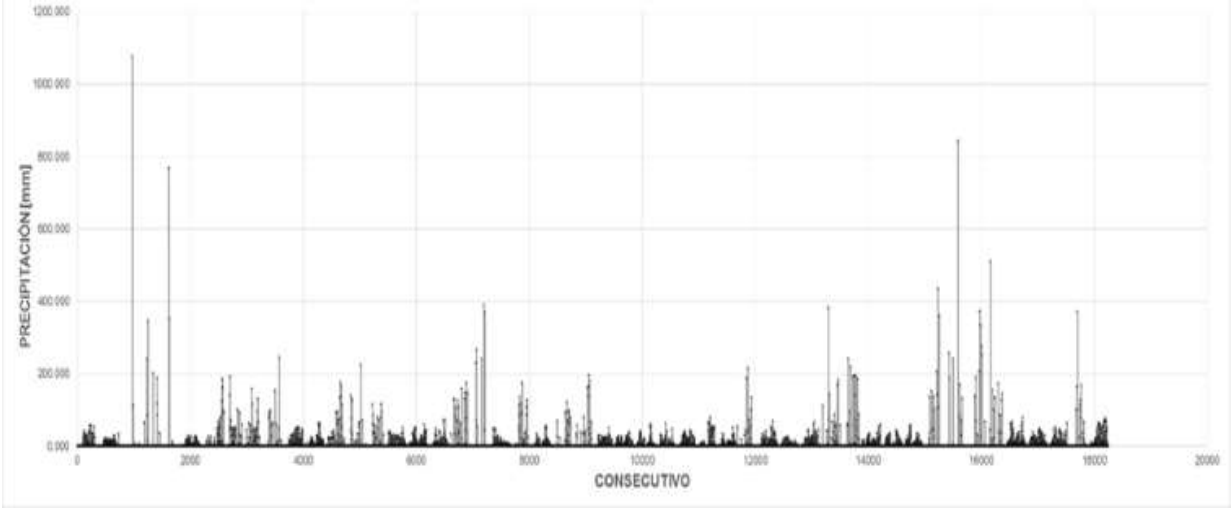


Figura 8.- Lluvia sintética obtenida año a año, manteniendo los valores medios anuales de la serie natural. Estación La Loma. Modelación 2 – Alternativa 2.

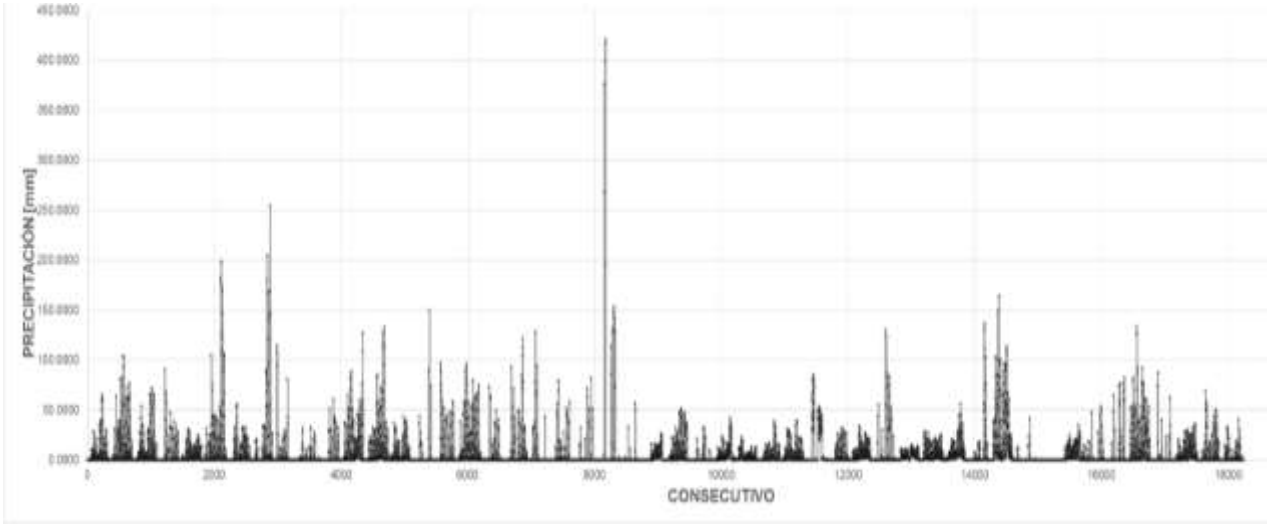


Figura 9.- Lluvia sintética obtenida año a año, manteniendo los valores medios anuales de la serie natural. Estación La Jagua. Modelación 1 – Alternativa 2.

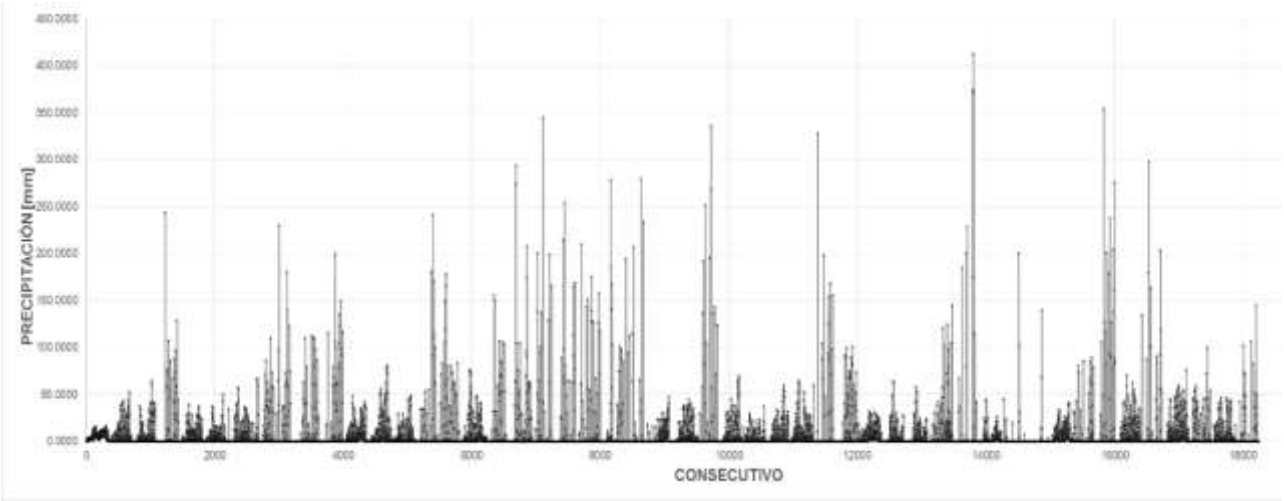


Figura 10.- Lluvia sintética obtenida año a año manteniendo los valores medios anuales de la serie natural. Estación La Jagua. Modelación 1 – Alternativa 2.

Observando los gráficos de las dos alternativas propuestas, se aprecia la diferencia en la magnitud de los registros diarios, lo cual sugiere que con una serie de registros históricos es posible generar tantas series sintéticas muy diferentes como parámetros estadísticos se definan para la serie original. Estas propiedades deterministicas y aleatorias del modelo pueden ser utilizadas para crear distintos escenarios de un mismo evento de lluvia con magnitudes similares distribuidas en el tiempo para una banda aceptable de resultados, las cuales a su vez pueden ser utilizadas para simular distintos eventos extremos en una misma cuenca, creando una envolvente de resultados de escorrentía y de más variables hidrológicas que dependen de la precipitación. Lo importante es seleccionar los eventos sintéticos que reproduzcan adecuadamente en el tiempo la serie original.

Además de la variabilidad de los resultados de las series generadas, también existe una gran influencia en los resultados, al seleccionar la serie base utilizada para la generación de los datos sintéticos. Por ejemplo, es posible generar un dato sintético por cada registro histórico o generar n-datos sintéticos con una serie representativa, la cual puede ser obtenida y seleccionada por el usuario.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El modelo utilizado permite generar series sintéticas de registros diarios a partir de los parámetros estadísticos de la serie histórica. Dependiendo de cómo se genere la serie sintética se pueden atenuar los picos de la serie histórica si adopta como serie base, el promedio multianual de todos los valores diarios de los registros históricos.

De acuerdo con las simulaciones y los análisis realizados, si se desean mantener los valores máximos de la serie histórica, lo adecuado es generar series sintéticas utilizando cada año de la serie histórica, así se presenten variaciones de la desviación estándar.

Es necesaria la revisión de los parámetros estadísticos de los datos sintéticos generados. Cuando en la serie histórica se tienen valores extremos, los parámetros estadísticos pueden resultar significativamente diferentes de los parámetros de la serie sintética.

El valor límite definido en el modelo para establecer la frontera entre un día seco y un día húmedo puede tomar un valor que se puede establecer con base en la secuencia de mínimos. Este parámetro podría modificarse dependiendo de las características del ciclo hidrológico de la zona de estudio.

Con base en los análisis realizados en la zona de estudio es posible concluir que toda serie sintética de precipitación diaria puede ser modificada dependiendo de las características hidroclimatológicas particulares.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Olave Cuadra, Patricio E. and Vargas Mesa, Ximena (2015). "Generación de montos diarios de precipitación a partir de series observadas rellenada con datos de reanalisis" *Tesis de Pregrado*. Santiago de Chile, Chile.

Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito. (2018). "Caracterización del área de influencia (componente hidrología e hidráulica) requerida para la modificación de la licencia ambiental del proyecto la loma para el periodo 2019-2048". Centro de Estudios Hidráulicos. Bogotá, Colombia.

Félix Francés, Rafael García Bartual and et al. (2010). "Diseño hidrológico de alto período de retorno mediante generación sintética de eventos" *Tesis de Pregrado*. Instituto de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente (IIAMA).

UPC-GHS (2009). "Generación de series futuras de precipitación y temperatura". Universidad Politécnica de Cataluña.

García Gutiérrez, Francisco Pablo (2010). "Modelación hidrológica estocástica: desarrollo de un modelo de generación sintética de series temporales". Universidad Autónoma Gabriel Rene Moreno. Santa Cruz – Bolivia.

Yevchevich, V. (1972). "Stochastic Processes in Hydrology". Water Resource Publications. Fort Collins, Colorado, USA.

IAHR **AIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

RELACIÓN ENTRE VARIABLES Y SEQUÍAS METEOROLÓGICAS E HIDROLÓGICAS EN LA CUENCA DEL RÍO CARCARAÑÁ, ARGENTINA.

Leticia Vicario[1,2], Carlos M. García[2,3]

[1]Instituto Nacional del Agua. Centro de la Región Semiárida
Av. Ambrosio Olmos N° 1142. 1er. Piso. Ciudad de Córdoba. Provincia de Córdoba. Arg. (X5000JGT).
lvicariotm@gmail.com
[2]Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales. Universidad Nacional de Córdoba. Córdoba, Arg.
[3]Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas (CONICET). Arg.

RESUMEN

La escasez de precipitaciones en un área y en un período de tiempo determinado constituye un proceso hidrológico extremo denominado "sequía". Las sequías se clasifican según la variable utilizada o el objetivo de estudio. Específicamente en la Región Centro de Argentina, los antecedentes sobre la relación entre distintos tipos de sequías, son escasos. Dado la importancia socioeconómica de dicha región dentro del país, el análisis y evaluación de las relaciones temporales entre las variables representativas lluvia y caudal adquiere gran relevancia en el plano de los Recursos Hídricos, además de su relevancia en el estudio de los fenómenos hidrológicos extremos, tales como los distintos tipos de sequía. Debido a esto, el presente estudio evalúa la relación entre variables e índices representativos de sequías meteorológicas e hidrológicas en una cuenca de gran tamaño y de llanura, denominada cuenca del río Carcarañá, dentro de la mencionada región. Con el fin de lograr una mejor cobertura espacial de los datos de precipitación se utilizaron valores estimados a través de la TRMM y datos observados de caudales en una estación hidrométrica en la cuenca. Se utilizaron los índices de sequías meteorológica (SPI) e hidrológica (SDI) y para establecer la relación entre las variables e índices se utilizó el coeficiente de correlación. En la cuenca del río Carcarañá se observaron algunas particularidades y correlaciones aceptables.

ABSTARCT

The shortage of rainfall in an area and for a determined period of time constitutes an extreme hydrological process called "drought". Droughts are classified according to the variable used or the study objective. Specifically, in the Central Region of Argentina, the information on the relationship between different types of droughts is limited. Due to the socio-economic importance of this region, analysis and evaluation of the temporal relationships between the representative variables of rainfall and flow is relevant in water resources, in addition to its relevance in the study of extreme hydrological phenomena, such as the different types of drought. This study evaluates the relationship between variables and representative indices of meteorological and hydrological droughts in a large and plain basin, called the Carcarañá river basin. In order to achieve a better spatial coverage of the precipitation data, estimated values of TRMM were used and observed flow data at a hydrometric station in the basin, as well. The meteorological (SPI) and hydrological (SDI) drought indices were used and the correlation coefficient was used to establish the relationship between the variables and indices. In the Carcarañá river basin, some particularities and acceptable correlations were observed.

PALABRAS CLAVES: Precipitación – Caudal –Sequía meteorológica – Sequía hidrológica

INTRODUCCIÓN

La escasez de precipitaciones (valores observados menores a los esperados o medios) en un área y en un período de tiempo determinado constituye un proceso hidrológico extremo denominado "sequía". Esta es una definición operacional que se puede implementar si la ocurrencia (o no) de las precipitaciones es caracterizada a través de parámetros representativos y comparados respecto de umbrales predeterminados, teniendo en cuenta las particularidades del área de interés.

Las sequías se clasifican según la variable utilizada o el objetivo de estudio. Existen gran cantidad de clasificaciones. Basado en la clasificación propuesta por Wilhite y Glantz (1985) donde se distinguen las Sequías Meteorológicas, Agrícolas, Hidrológicas y Socieconómicas.

Si bien existen antecedentes sobre aspectos y enfoques del fenómeno de las sequías alrededor del mundo y desde hace varias décadas (Keyantash y Dracup, 2002; y Hao y AghaKouchak, 2013, entre otros), los estudios sobre la relación entre las variables hidrometeorológicas y distintos tipos de sequías son escasos. Algunos estudios se realizaron en regiones pertenecientes a otros continentes como el europeo (Wong et al., 2013; Santos et al., 2015) o el asiático (Zhiyong et al., 2015). Sin embargo, en Latinoamérica, generalmente los estudios de sequías se desarrollan sobre un único enfoque tal como el climático (Santos, 2011; Rivera, 2014), agrícola (Blain, 2012; Carrão, et al., 2013) o hidrológico (Wagner Gómez, et al., 2012), siendo escasos los estudios sobre la relación entre los distintos tipos de sequías y los procesos involucrados en los mismos. En Argentina, los antecedentes relacionados a las sequías tienen, predominantemente, un enfoque climático y agrícola (Scian y Donnari, 1997; Hartmann, et al., 2003; Havrylenko, et al., 2013) o bien, forman parte de un estudio con otros ejes temáticos (Scarpati y Capriolo, 2013). Específicamente en la Región Centro de Argentina, los antecedentes sobre la relación entre distintos tipos de sequías, son escasos.

Dado la importancia socioeconómica de dicha región dentro del país, el análisis y evaluación de las relaciones temporales entre las variables representativas lluvia y caudal adquiere gran relevancia en el plano de los Recursos Hídricos, además de su relevancia en el estudio de los fenómenos hidrológicos extremos, tales como los distintos tipos de sequía.

El objetivo fundamental del presente trabajo es la evaluación de la relación entre las variables relevantes que describen a las sequías meteorológicas y a las sequías hidrológicas, como lo son la lluvia y el caudal, respectivamente; como así también de los índices representativos de cada tipo de las sequías mencionadas. Este análisis se realiza en una cuenca de gran tamaño en llanura dentro de la Región Centro de Argentina.

MATERIALES Y MÉTODOS

Áreas de estudio

La cuenca del río Carcarañá se ubica dentro de la región central pampeana de la Argentina, en el centro-sudeste de la provincia de Córdoba y atraviesa el sur la provincia de Santa Fe para desembocar en el río Paraná. El río Carcarañá, drena un área de 48150 km^2 (Figura 1), según información oficial (SSRH) en base a datos de décadas pasadas, aunque con técnicas de mediciones avanzadas se observó que la superficie abarca aproximadamente 60000 km^2 (nuevos estudios se están desarrollando para la cuantificación precisa).

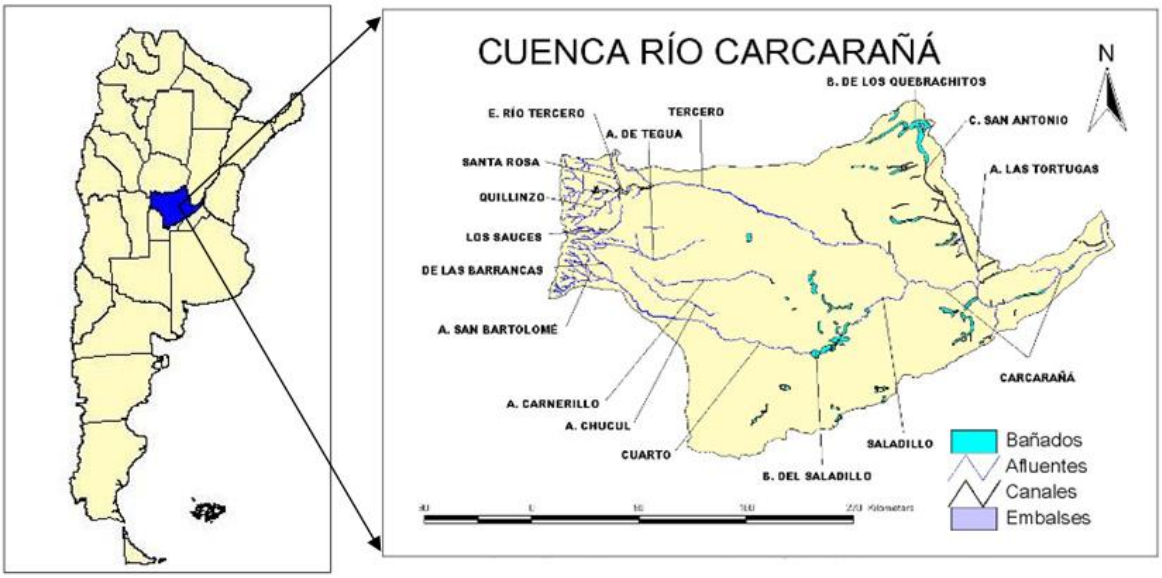


Figura 1.- Ubicación de la cuenca del río Carcarañá. (Fuente: Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación)

Esta cuenca posee dos grandes subcuencas de aporte, las mismas pertenecen a los principales tributarios que son los ríos Tercero (o Ctalamochita) y Saladillo. Ambos tributarios (Tercero y Saladillo) confluyen en cercanías de la localidad de Monte Buey, dentro de la provincia de Córdoba, continuando su curso con el nombre de río Carcarañá. Uno de los arroyos de mayor importancia en la cuenca baja del río Carcarañá es el Tortugas. Este arroyo fue canalizado para transportar el agua proveniente de desagües pluviales urbanos y del escurrimiento superficial en campos de una amplia región centro-este de la provincia de Córdoba y del oeste de la provincia de Santa Fe. En la Figura 2 se muestran las subcuencas del Río Tercero, del río Saladillo, del arroyo Tortugas y se identifican dos áreas de importancia para el análisis realizado en este capítulo denominadas subcuenca Interior y subcuenca Baja.

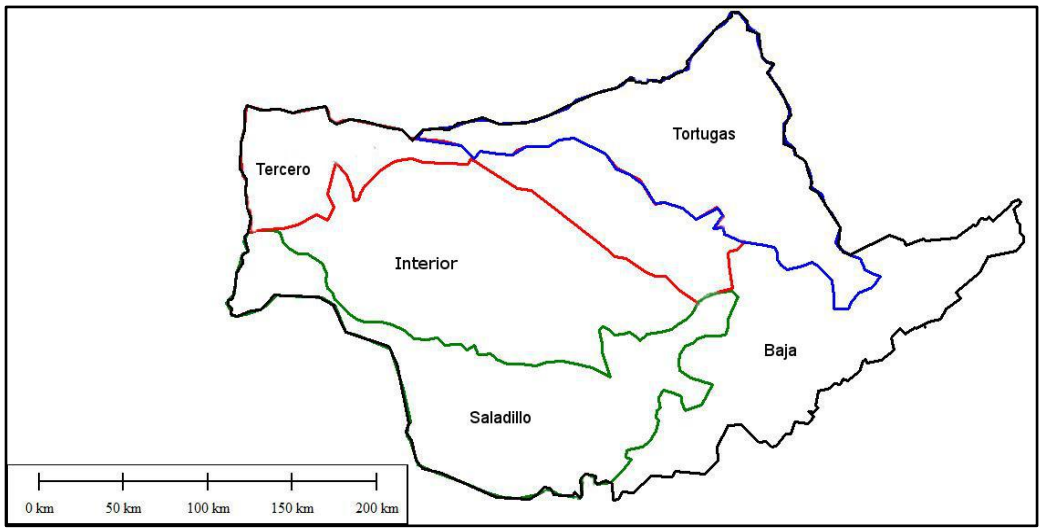


Figura 2.-Esquema de las subcuencas de los ríos Tercero, Saladillo, y del arroyo Tortugas. Se indican las denominadas subcuencas Interior y Baja, en la cuenca del río Carcarañá.

Información utilizada

Datos de lluvias

Para lograr una mejor caracterización de la información pluviométrica en la cuenca del río Carcarañá, es necesario evaluar distintas alternativas de fuentes de datos, ya que solamente se contaban con dos estaciones pluviométricas con series históricas útiles en toda el área de estudio como lo son las estaciones Marcos Juárez y Río Cuarto (Figura 3). Con el fin de lograr una mejor cobertura espacial se utilizaron valores de precipitaciones agregadas en paso de tiempo mensual, estimadas a través de la misión satelital llevada a cabo por la NASA y la agencia japonesa de exploración aeroespacial: JAXA, denominada TRMM (por sus siglas en inglés: Misión Tropical de Medición de Precipitaciones), para el periodo 1998-2014 (Fuente: http://trmm.gsfc.nasa.gov/). En esta cuenca se establecieron 80 localizaciones (píxeles) de la TRMM, de manera arbitraria pero distribuida homogéneamente dentro de la cuenca del río Carcarañá y se calcularon los valores medios mensuales de lluvias.

Datos de caudal

Se utilizaron datos de caudales medios mensuales registrados en el período 1981-2009 pertenecientes a la única estación hidrométrica activa en la cuenca baja del río Carcarañá, denominada Pueblo Andino (Lat.32º 40' 24,00"; Long.60º 51' 57,40"), la cual se encuentra emplazada dentro de la provincia de Santa Fe a 30 km, aproximadamente, antes de la desembocadura de dicho río al Paraná. Los datos pertenecen a la Red Hidrometeorológica Nacional de la Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación. En la Figura 3 se observa la distribución espacial de los 80 puntos definidos para el cálculo de los valores de precipitación de la TRMM, además de las ubicaciones de las estaciones pluviométricas de Marcos Juárez y Río Cuarto y de la estación hidrométrica Pueblo Andino.

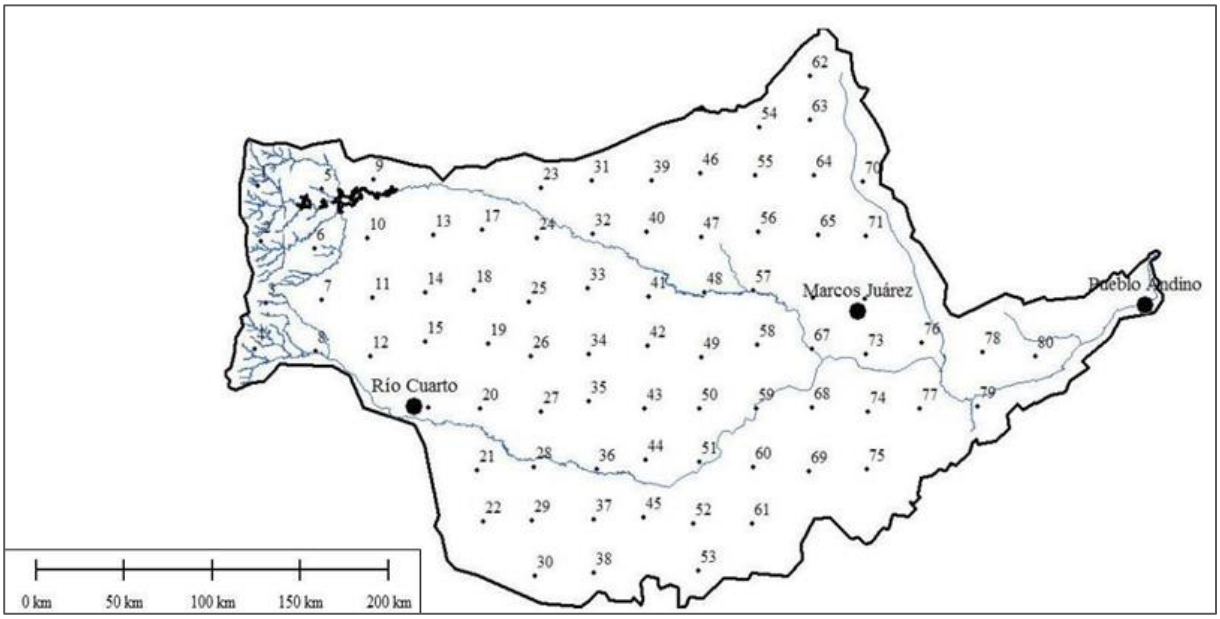


Figura 3.- Localización de los puntos denominados del 1 al 80 con datos estimados de precipitaciones (TRMM) y ubicaciones de las estaciones pluviométricas de Marcos Juárez y Río Cuarto y de la estación hidrométrica Pueblo Andino.

Índices de sequías meteorológica (SPI) e hidrológica (SDI)

El índice estandarizado de precipitaciones (SPI) fue diseñado para mejorar la detección del comienzo de la sequía y para el monitoreo de la misma; el mismo se fundamenta en las probabilidades de ocurrencia de precipitación para un período dado. La Organización Meteorológica Mundial (2012) indica que el cálculo del SPI para una localidad se basa en el registro de precipitaciones a largo plazo para un período deseado. Dicho registro a largo plazo se ajusta a una distribución de probabilidades y a continuación se transforma en una distribución normal de modo que el SPI medio para la localidad y el período deseado sea cero (Edwards y McKee, 1997). Los valores positivos de SPI indican que la precipitación es mayor que la mediana, y los valores negativos, que es menor. Dado que el SPI está normalizado, los climas húmedos y secos se pueden representar del mismo modo. Los valores de clasificación para el SPI se presentan en la Tabla 1.

Tabla 1.-Valores característicos del índice estandarizado de precipitación (SPI) (McKee *et al.,* 1993)

Valor SPI	Categoría de sequía
>2,00	Extremadamente húmedo
1,99 a 1,50	Muy húmedo
1,49 a 1,00	Moderadamente húmedo
0,99 a -0,99	Normal
-1,00 a -1,49	Sequía moderada
-1,50 a -1,99	Sequía severa
<-2,00	Sequía extrema

Se define una sequía cuando el SPI es continuamente negativo y alcanza un valor de -1.0 o inferior, y continúa hasta que el SPI se torna positivo. La duración de la sequía es definida por el intervalo entre el comienzo y el final del período.

Para analizar las sequías hidrológicas se utilizó el índice de sequía hidrológico SDI (por sus siglas en inglés: Streamflow Drought Index) desarrollado por Nalbantis (2008). La aplicación del SDI es una herramienta que permite realizar de forma sencilla la determinación y clasificación de las sequías que pueden ocurrir en una cuenca. Sin embargo, su cálculo requiere datos de caudal de alta calidad y de longitud suficiente para estimar con precisión la frecuencia de los eventos de sequía (Wagner Gómez *et al*., 2012). Nalbantis (2008) indica que este índice de sequía se basa en el análisis de los valores de caudales, volúmenes o escurrimientos agregados durante períodos de tres, seis, nueve y doce meses dentro de cada año hidrológico, denominados k1, k2, k3 y k4, respectivamente. Dichos intervalos permiten analizar, en caso de que se detecten eventos de sequías, la evolución los mismos dentro de cada periodo anual considerado.

Para estimar este índice se calcula:

$$V_{ik} = \sum_{j=1}^{3k} Q_{ij}$$

i=1,2,…,n; j=1,2,…,12; k=1,2,3,4

Donde $V_{i,k}$ es el volumen de caudales acumulados para el año i (desde 1 hasta n cantidad de datos), en j meses correspondientes a los respectivos intervalos k.

Siendo:

$$SDI_{i,k} = \frac{V_{i,k} - V_k}{s_k}$$

Donde $SDI_{i,k}$ es el índice de sequía de caudales para el año i y el intervalo considerado k. Vk y s_k son, respectivamente, el valor promedio y desvío estándar de todos los valores de V para el intervalo k considerado en la serie de datos históricos. Los rangos de valores del índice SDI para calificar el nivel de las sequías hidrológicas se muestran en la Tabla 2.

Tabla 2.-Valores del índice SDI según los distintos estados de sequía hidrológica (Nalbantis, 2008)

Descripción	Criterio
Sin sequía	$SDI_{i,k}>0$
Sequía suave	$-1<=SDI_{i,k}<0$
Sequía moderada	$-1,5<=SDI_{i,k}<-1$
Sequía severa	$-2<=SDI_{i,k}<-1,5$
Sequía extrema	$SDI_{i,k}<-2$

Metodología utilizada para el análisis de datos

Para relacionar los datos de precipitaciones con los registros de caudal, escurridos en el cierre de cada cuenca, se procedió a agrupar los valores de las localizaciones determinadas para la TRMM, según dos criterios (Vicario et al., 2015): a) Se agruparon respetando las divisiones físicas de las cinco subcuencas y b) Se agruparon según el método estadístico de conglomerados. Para el primer caso, simplemente se identificaron los puntos contenidos en cada subcuenca, se agruparon y se obtuvo el valor promedio de lluvias para cada una. A través del análisis de conglomerados, cuya metodología consiste en asociar las observaciones de un conjunto, en un número determinado de grupos, basada en el concepto de distancia o similitud entre las observaciones. En este trabajo para medir el grado de semejanza entre los elementos observados, en relación a un cierto número de características cuantitativas se utilizó la distancia Euclídea (d) debido a que es un método sencillo y muy utilizado para los casos en los que las variables estén medidas en las mismas unidades y sean homogéneas. En particular, para calcular las distancias entre los grupos se utilizó el método de Encadenamiento promedio (Sokal y Michener, 1958), ya que es uno de los métodos más simples y que ha presentado resultados eficaces, en numerosos casos en los que se ha aplicado. Este método consiste en, dados dos conglomerados, promediar todas las distancias entre pares de objetos en los que cada uno de estos objetos, pertenezca al otro conglomerado del de su par. Es posible representar los resultados con las distintas etapas de agrupamiento a través de un gráfico, denominado dendrograma. Ambos análisis se realizaron con el programa Infostat (Di Rienzo et al, 2011). Para las respectivas instancias de agrupamiento (físico o estadístico) se calcularon los valores promedios de lluvias de cada uno de los grupos de estaciones identificados.

Para establecer la correlación entre las variables de lluvia (LL) - caudal (Q) en ambas cuencas, se utiliza el coeficiente de correlación (CC) y se evalúa a través del método de Pearson. De esta manera, se evaluó la relación entre valores de lluvias medias mensuales de cada grupo discriminados por subcuenca y por conglomerados; con los caudales medios mensuales de las estaciones de aforo ubicadas al cierre de cada una de las cuencas. También, para ambos casos, se evaluó la relación al incorporar conjuntamente a las lluvias, la variable del caudal inmediato anterior al periodo considerado.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Correlación entre Precipitación- Caudal

Una vez realizado el agrupamiento de datos de precipitación por subcuencas (Figura 2), se combinaron distintas opciones para correlacionar los promedios de las mismas con la serie de caudales medios mensuales de la estación hidrométrica de Pueblo Andino. Se plantearon modelos de regresión lineal simple, como así también la posibilidad de elevar los términos a potencias superiores a uno. También se incorporó la variable del caudal en periodos precedentes. En este sentido, resumiendo los resultados de relevancia, se pudo observar que utilizando solo el valor de precipitaciones medias de las subcuencas (P_i) para ajustar una función (1) que explique la variable dependiente del caudal (Q_i), el CC es 0,44 (R^2= 0,19). Mientras que si se agregan los valores de caudal en el periodo inmediato anterior (Q_{i-1}) el CC es 0,67 (R^2= 0,45) (función 2).

Las respectivas funciones se muestran a continuación, donde los subíndices corresponden al nombre cada una de las subcuencas donde se calculó la precipitación promedio para el periodo i:

$$Q_i = 0{,}56\ P_{Baja} + 0{,}28\ P_{Tortugas} + 0{,}23\ P_{Interior} - 0{,}66\ P_{Tercero} - 0{,}1\ P_{Cuarto} + 59{,}4 \quad (1)$$

$$R^2 = 0{,}19$$

$$Q_i = 0{,}52\ Q_{i-1} + 0{,}45\ P_{Baja} + 0{,}20\ P_{Tortugas} + 0{,}07\ P_{Interior} - 0{,}43\ P_{Tercero} - 0{,}03\ P_{Cuarto} + 17{,}11 \quad (2)$$

$$R^2 = 0{,}45$$

Posteriormente se agruparon las estaciones según un criterio netamente estadístico como lo es el método de análisis multivariado de conglomerados. De esta manera se dividieron en cinco grupos para utilizar la misma cantidad de clasificaciones realizadas en base a la división física de subcuencas. Los grupos clasificados por color en la cuenca se presentan en la Figura 4 y además se detallan en la Tabla 3.

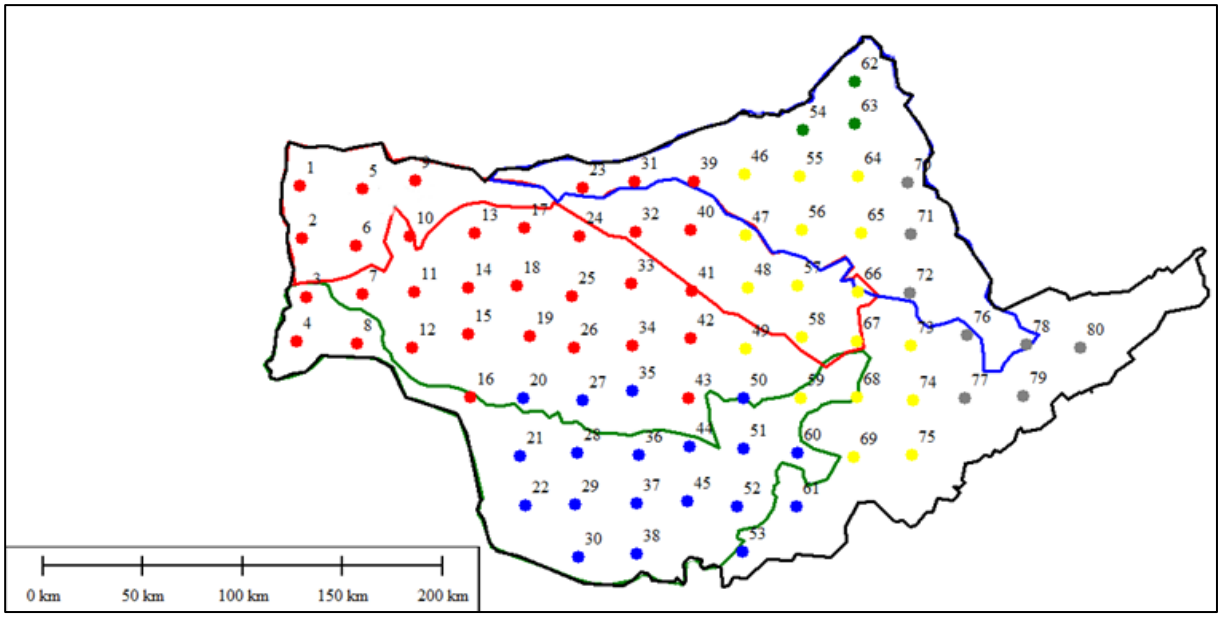


Figura 4.- Localización de los puntos (80) con datos estimados de precipitaciones (TRMM) respecto de las subcuencas que integran la cuenca del río Carcarañá y clasificación de los mismos según el método estadístico de Conglomerados, identificados según los colores: Rojo, Azul, Amarillo, Verde y Gris.

Tabla 3.- Puntos con datos de precipitación (TRMM) agrupado por color (Conglomerados) en la cuenca del río Carcarañá

Puntos por color (Grupo)				
Rojo	**Azul**	**Amarillo**	**Verde**	**Gris**
1 al 19	20	46	54	70
23	21	47	62	71
24	22	48	63	72
25	27	49		76
26	28	55		77
31	29	56		78
32	30	57		79
33	35	58		80
34	36	59		,
39	37	64		
40	38	65		
41	44	66		
42	45	67		
43	50	68		
	51	69		
	52	73		
	53	74		
	60	75		
	61			

De igual manera que para el caso anterior se combinaron distintas opciones para correlacionar los parámetros de precipitación de los grupos con la serie de caudales mensuales de la estación hidrométrica de Pueblo Andino. Los resultados muestran que los CC se mantienen muy semejantes al caso anterior, variando en apenas una centésima los valores de los mismos.

Correlación de índices de sequías meteorológicas e hidrológicas

Una vez obtenido el promedio de las precipitaciones mensuales en cada subcuenca se calcularon sus respectivos índices SPI a nivel mensual y luego, calculados sus promedios anuales ya que los índices SDI con los cuales se va a estimar el nivel de correlación se calcularon para el intervalo k4.

A nivel anual, en primera instancia se analizó la correlación entre los índices SDI y SPI para el periodo 1999-2010 (Figura 5). Se obtuvo un valor de CC igual a 0,82 o bien un R^2 de 0,67, cuya función (3) se muestra a continuación y en la que el subíndice indica la inicial de la cuenca analizada.

$$SDI_C = 1{,}15\ SPI_C + 0{,}36 \qquad (3)$$

$$R^2 = 0{,}67$$

Esta función presenta la ventaja de la simplicidad puesto que si se eleva en órdenes de magnitud la misma, la variación en la correlación son del orden de la centésima, lo cual no implica una variable considerable.

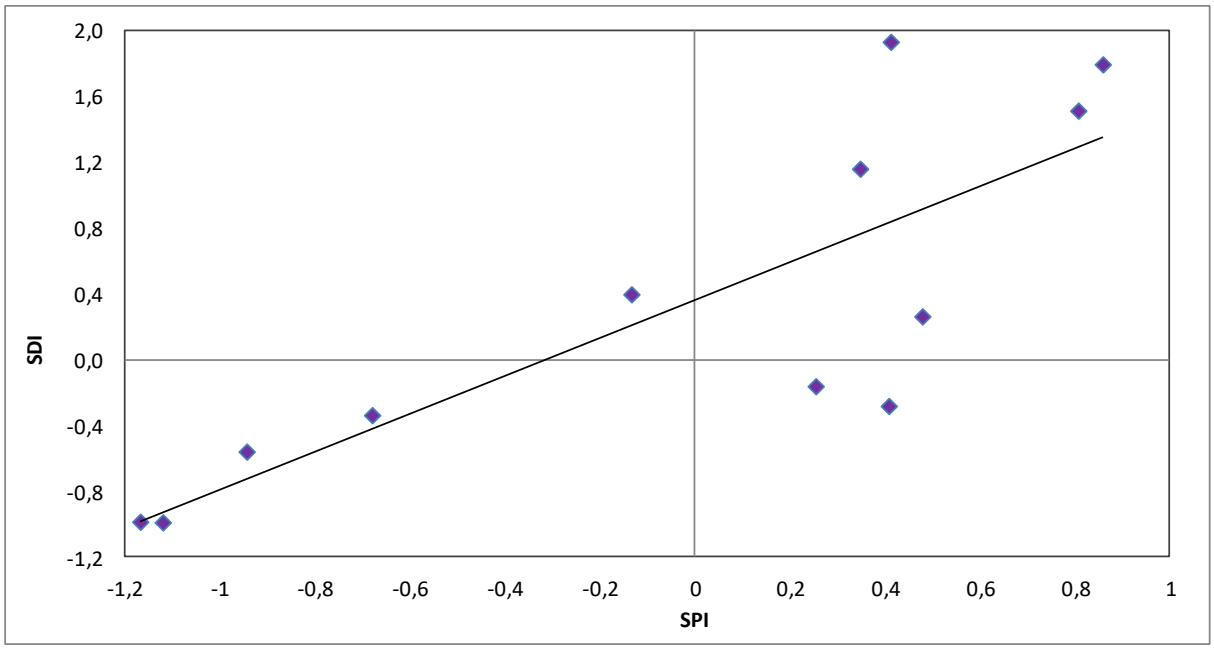


Figura 5.- Correlación entre los índices de sequías meteorológicas e hidrológicas: promedio anual SPI (12 meses) y SDI (k4), respectivamente, en la cuenca del río Carcarañá (1999-2010).

CONCLUSIONES

Se identificó que, a nivel mensual, la correlación para explicar el caudal no presenta diferencias de consideración si se utilizan precipitaciones medias discriminadas por subcuencas o por conglomerados, pero sí mejora notoriamente si además de éstas, se tiene en cuenta el caudal en el periodo inmediato anterior al analizado. A nivel anual, la correlación entre los índices SPI y SDI calculados para el periodo 1999-2010 es aceptable. No se observó una mejora en la misma con funciones más complejas o con órdenes de magnitud mayores.

REFERENCIAS

Blain, G.C. (2012). Revisiting the probabilistic definition of drought: strengths, limitations and an agrometeorological adaptation. Bragantia, Campinas, v. 71, n. 1, pp.132-141.

Carrão, H., Sepulcre, G., Horion, S. and Barbosa, P. (2013). A multitemporal and non-parametric approach for assessing the impacts of drought on vegetation greenness: a case study for Latin America. Earsel Proceedings 12, 1/2013

Di Rienzo J.A., Casanoves F., Balzarini M.G., González L., Tablada M., Robledo C.W. INFOSTAT Versión (2011). Grupo InfoStat, FCA, Universidad Nacional de Córdoba, Argentina. URL http://www.infostat.com.ar

Edwards, D. C. & McKee T. B. (1997). Characteristics of 20th century drought in the United States at multiple time scales. Climatology Report 97-2, Departamento de Ciencia Atmosférica, Universidad del Estado de Colorado, Fort Collins, Colorado.

Hao, Z., Aghakouchak, A. (2013). Multivariate Standardized Drought Index: A parametric multi-index model. Elsevier. Advances in water resources. Volume 57, July 2013, pp 12–18

Hartmann, T., Di Bella, C., Oricchio, P. (2003). Assessment of the possible drought impact on farm production in the SE of the province of Buenos Aires, Argentina. ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing Volume 57, Issue 4, February 2003, pp 281–288.

Havrylenko, S. B., Bodoque, J. M., Zucarelli, G. V., & Mercuri, P. A. (2013). Agricultural drought analysis in the Arrecifes basin [Pampa region, Argentina] using the SWAT model. In International SWAT Conference & Workshops. July 17-19. Toulouse. Francia.

Keyantash, J. and Dracup, J.A. (2002). The Quantification of Drought: An Evaluation of Drought Indices. Bull. Amer. Meteor. Soc., 83, 1167–1180.
Nalbantis, I. (2008). Evaluation of a Hydrological Drought Index. European Water 23/24: 67-77
NASA Homepage (2015). Sitio web: http://trmm.gsfc.nasa.gov/ (consulta: marzo 2015)
Organización Meteorológica Mundial. (2012). Índice normalizado de precipitación Guía del usuario © OMM-No 1090. ISBN 978-92-63-31090-3.
Rivera, J. A. (2014). Aspectos climatológicos de las sequías meteorológicas en el sur de Sudamérica. Análisis regional y proyecciones futuras. Tesis Doctoral Facultad de Ciencias Exactas y Naturales Universidad de Buenos Aires, 352 p.
Santos, J.F.; Portela, M.M.; Pulido-Calvo, I. (2015). Previsão de secas na primavera em Portugal Continental com base em indicadores climáticos de larga escala.Ingeniería del Agua. 19.4. EISSN: 1886-4996. ISSN: 1134-2196. IWA Publishing, Editorial UPV, FFIA, pp. 211-227.
Santos, M. (2011). Caracterização espaço-temporal de secas utilizando ondaletas e o standardized precipitation index: uma aplicação para a parcela mineira da bacia do rio São Francisco. Universidade Federal de Minas Gerais. Programa de pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos. Belo Horizonte, 163 p.
Scarpati, O.E., Capriolo, A.D. (2013). Sequías e inundaciones en la provincia de Buenos Aires (Argentina) y su distribución espacio-temporal. Investigaciones Geográficas, Boletín del Instituto de Geografía. Vol 2013, Issue 82, pp 38–51.
Scian, B. and Donnari, M. (1997). Retrospective analysis of the Palmer Drought Severity index in the semi-arid pampas region, Argentina. International Journal of Climatology. Volume 17, issue 3, pp. 313–322, 15. March 1997.
Sokal, R.R.; Michener, C.D. (1958). A Statistical Methods for Evaluating Systematic Relationships. University of Kansas Science Bulletin, 38: 1409-1438
Subsecretaría De Recursos Hídricos de la Nación. Sitio web: http://www.hidricosargentina.gov.ar. (Consulta hasta agosto 2016)
Vicario, L.; García, C.M.; Teich, I.; Bertoni, J.C.; Ravelo, A.; Rodríguez, A. (2015). Caracterización de las sequías meteorológicas en la región central de la Argentina. Revista Tecnología y Ciencias del Agua. ISSN 2007-2422. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Vol. 6. Nº (1), pp 155-167.
Wagner Gómez A.I., Ortiz Gómez R. y Barragán Barrios M. C. (2012). Evaluación de la sequía hidrológica en la cuenca Lerma Chapala. XXII Congreso Nacional de Hidráulica. Acapulco, Guerrero, México, 5 p.
Wilhite, D. A. and Glantz, M. H. (1985). Understanding the drought phenomenon: the role of definitions. Water international, Vol. 10: 111-120.
Wong, G., Van Lanen, H. A. J., and Torfs, P. J. J. F. (2013). Probabilistic analysis of hydrological drought characteristics using meteorological drought. Hydrological Sciences Journal, 58 (2), pp. 253–270.
Zhiyong Wu, Yun Mao, XiaoyaN Li, Guihua Lu, Qingxia Lin, Huating Xu. (2015). Exploring spatiotemporal relationships among meteorological, agricultural, and hydrological droughts in Southwest China. Stochastic Environmental Research and Risk Assessment, pp 1-12.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

SISTEMA DE GESTIÓN DE AMENAZAS HIDROLÓGICAS, SIERRAS DE CÓRDOBA, ARGENTINA: EVALUACIÓN LOCAL DE SEVERIDAD

[1er.]Carlos Gastón Catalini, [2do.]Carlos Marcelo García y [3ero] Eugenia Raviolo

[1ero y 3ero] Instituto Nacional del Agua – Centro de la Región Semiárida (INA-CIRSA) y Universidad Católica de Córdoba – Facultad de Ingeniería Grupo de Estudios Hidrológicos en Cuencas Pobremente Aforadas Av. Armada Argentina 3555, Córdoba, Argentina. E-mail: cgcatalini@hotmail.com

[2do] Instituto de Estudios Avanzados en Ingeniería y Tecnología (IDIT CONICET/UNC) y CETA – FCEFyN, Av. Vélez Sarsfield 1611, Córdoba, Argentina y Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas, CONICET. E-mail: cgarcia2mjc@gmail.com

RESUMEN:

En los últimos años, la provincia de Córdoba en el centro de la república Argentina, ha sido afectada por eventos hidro-meteorológicos severos que han causado inundaciones repentinas con consecuencias trágicas y daños en la infraestructura pública y privada de la región. Ante esta situación, el análisis de severidad de eventos hidrológicos son el punto de partida para adoptar decisiones operativas correctas, a fin de mitigar el impacto que podrían causar las lluvias intensas tanto sobre la población, sus bienes y la infraestructura pública.

En este trabajo se describe una aplicación en línea y para dispositivos móviles, desarrollada para la gestión y evaluación de amenazas hidrológicas en base a la información suministrada por el sistema de adquisición de datos hidrometeorológicos, el cual se encuentra conformado actualmente por 60 estaciones remotas de tecnología ALERT, en una red interinstitucional de sensores de lluvias y algunas que incorporan niveles de río. Además, se hace hincapié en lo desarrollado sobre la regionalización de valores extremos de lluvias máximas con fines de evaluación de la severidad, con la finalidad de ser empleada como parte activa en los Sistemas de Alerta Temprana por lluvias, operados por el Ministerio de Gobierno de la Provincia de Córdoba, Argentina a través de la Secretaría de Gestión de Riesgo Climático y Catástrofes de la cual depende Defensa Civil de la Provincia.

ABSTRACT:

In recent years, Córdoba state, in the center of the Argentine has been affected by severe hydro-meteorological events that have caused flash floods with tragic consequences and damage to public and private infrastructure in the region. On the basis of those previously stated, the severity analysis of hydrological events is the starting point to adopt optimum management decisions, in order to mitigate the impact that intense rains could cause on the population and public infrastructure.

This paper describes an online application for mobile devices, developed on the basis of the Management and Evaluation of Hydrological Risk based on the information provided by the hydrometeorological data system, which is currently comprised of 60 remote technology stations. ALERT, in an inter-institutional network of rain sensors and some that incorporate river levels data. Emphasis will be made on the development of the regionalization of extreme values of maximum rainfall for the purpose of evaluating the severity of them, and being used as an active part in the Early Warning Systems, operated by the Ministry of Government of Córdoba, through the Secretariat of Climate Risk Management and Catastrophes on which Civil Defense of the State.

PALABRAS CLAVES: *Sistema de Gestión de Amenazas, Crecidas, Eventos Severos*

INTRODUCCIÓN

En los últimos años, la provincia de Córdoba en el centro de la república Argentina, ha sido afectada por eventos hidro-meteorológicos severos que han causado inundaciones repentinas con consecuencias trágicas y daños en la infraestructura pública y privada de la región. Ante esta situación, el análisis de severidad de eventos severos son el punto de partida para adoptar decisiones operativas correctas, a fin de disminuir el impacto que podrían causar las lluvias intensas.

En este trabajo se describe una aplicación desarrollada en línea y para dispositivos móviles, orientada a atender está temática denominada INA-SGA (Instituto Nacional del Agua - Sistema de Gestión de Amenazas), la misma reúne conceptos hidrológicos y de lluvias de diseño con la finalidad de ser empleada como parte activa en los Sistemas de Alerta Temprana por lluvias, operados por el Ministerio de Gobierno de la Provincia de Córdoba, Argentina a través de la Secretaría de Gestión de Riesgo Climático y Catástrofes de la cual depende Defensa Civil de la Provincia.

SISTEMA DE GESTIÓN DE AMENAZAS

El Sistema de Gestión de Amenazas (SGA) es una aplicación en línea y para dispositivos móviles, desarrollada para la gestión y evaluación de amenazas hidrológicas en base a la información suministrada por el Sistema de Adquisición de Datos Hidrometeorológicos, el cual se encuentra conformado actualmente por 60 estaciones remotas de tecnología ALERT, en una red interinstitucional de sensores de lluvias y en algunas de las cuencas monitoreadas incorporan niveles de río.

La ingesta de la información obtenida por el sistema a través de los equipos dispuestos en campo se realiza de manera automática y es procesada en base a algoritmos previamente establecidos, supervisada por profesionales del INA-CIRSA (Instituto Nacional del Agua, Centro de la Región Semiárida). A lo largo del presente artículo se hará hincapié en lo desarrollado sobre la regionalización de valores extremos de lluvias máximas con fines de evaluación de la severidad de eventos pluviométricos intensos. Además, se hará una breve descripción de las capacidades del SGA y de los eventos registrados por este. A los fines prácticos este Sistema posee 4 niveles de acceso definidos de acuerdo a las necesidades operativas (Figura 1).

Figura 1.- Esquema general de niveles de usuario y acceso al Sistema de Gestión de Amenazas (SGA).

CONSULTAS DE AMENAZAS A TIEMPO REAL

La primera herramienta de evaluación de situación que emplea el SGA es la evaluación de amenazas a tiempo real, la cual se determina con base a la estimación de la precipitación media areal, la cantidad de estaciones pluviométricas de alta frecuencia (PAF) instaladas en una determinada unidad hidrológica (cuenca), el tamaño (km^2) y la pendiente media de la cuenca, la ventana temporal de observación la cual varía en función de la cuenca, así como el monitoreo de los niveles de los cursos de agua en aquellas cuencas que lo dispongan.

Esta estimación se encuentra orientada a eventos cuya magnitud y frecuencia son de carácter ordinario que podrían ocasionar inconvenientes a bañistas y/o a obras de infraestructura de pequeña magnitud (tal el caso de vados y pasarelas), se han establecido 4 niveles de amenaza, identificados mediante una escala de colores, los cuales se establecen en forma automática cada 30 minutos a través de una interfase gráfica de visualización en donde se presenta un mapa geolocalizado para las cuencas monitoreadas (Figura 2), los niveles establecidos son:

- Nivel Normal (Verde): No se registran lluvias o las mismas son de muy baja intensidad.
- Nivel Ordinario (Amarillo): Precaución, lluvias persistentes en la unidad hidrológica monitoreada.
- Nivel Moderado (Naranja): Lluvias continuas, amenaza de crecientes en los cursos de agua, extremar las medidas de precaución.
- Nivel Elevado (Rojo): Amenaza elevada de crecientes significativas, se debe monitorear de manera conjunta los sensores de nivel en aquellas cuencas que los dispongan.

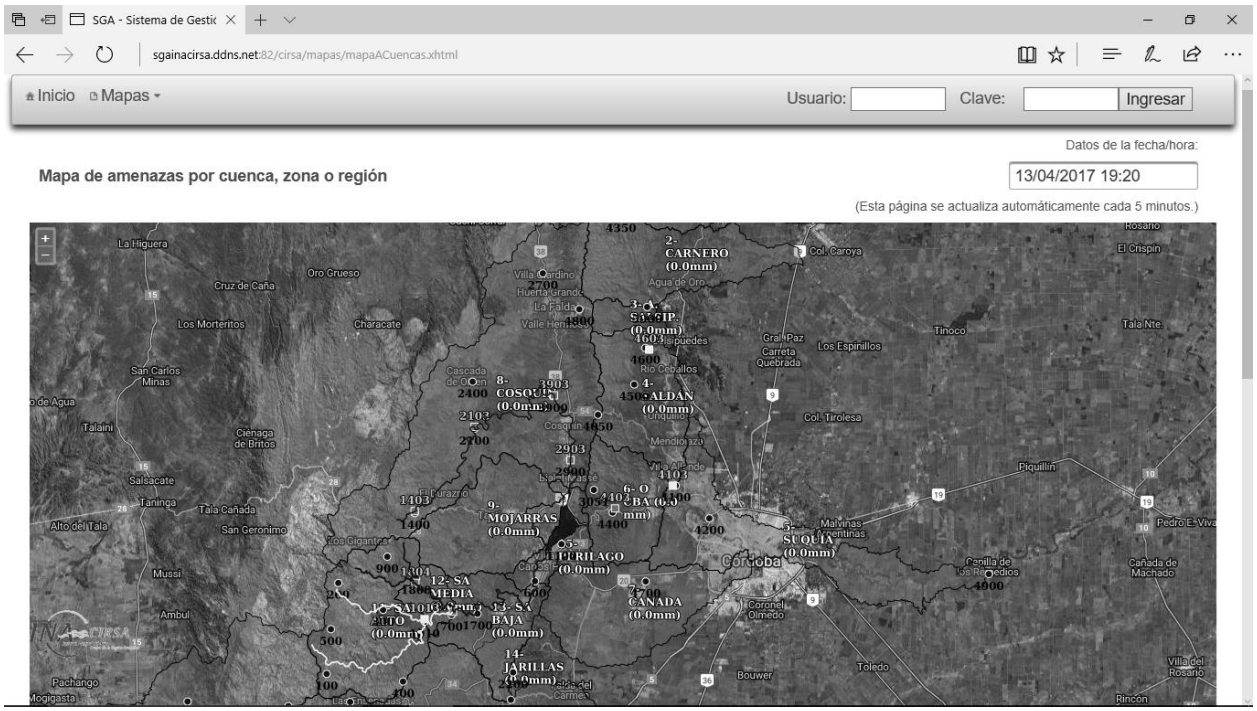


Figura 2.- Ejemplo de pantalla del SGA de mapas de amenaza. Los círculos indicados con numeración representan a los PAF, mientras que cuadrados y trazos representan niveles de río (www.ina.gob.ar)

EVALUACIÓN DE SEVERIDAD LOCAL

Si bien la evaluación de la amenaza a nivel de cuenca permite a los tomadores de decisión gestionar la Defensa Civil ante el acontecimiento de eventos hidrológicos frecuentes, resta determinar y/o evaluar qué tan severo es un evento que se esté registrando. Ante la carencia de registros históricos en la mayoría de las cuencas monitoreadas por el SGA, es que se recurrió a la aplicación de patrones

de diseño obtenidos por medio de la regionalización a un fin inédito, "la evaluación de la severidad local a tiempo real", que si bien no brinda información cuantitativa permite obtener una interpretación cualitativa de la severidad del evento observado en función de su desarrollo en el espacio (cuenca) así como en el tiempo (intensidad). Mediante esta evaluación sobre la intensidad de lluvia, aun a sabiendas de que la recurrencia de un evento pluviométrico no puede asociarse directamente a la recurrencia de una crecida, permite tener una información muy valiosa en cuanto al posible orden de magnitud del resultado de esta sobre la cuenca.

Este concepto (severidad local de lluvias), se determina al compararlas con valores de intensidad de lluvia asociadas a una determinada duración y su probabilidad de ocurrencia (provenientes de los patrones i-d-T) así como de valores de Precipitación Máxima Probable (PMP).

Como es sabido, las curvas i-d-T se han utilizado generalmente para definir la lluvia de diseño, cuya intensidad media "i" es la máxima esperable para una duración "d" y una recurrencia o período de retorno "T", preestablecidas. El principal uso de esta abstracción es evaluar el caudal de proyecto de una obra (o una acción) asociada a riesgo hídrico, cuando esto no es posible a partir de registros de caudales. Para arribar a esa intensidad crítica es necesario, entonces, conocer la relación de dependencia que ella tiene con la duración y el período de retorno de la lluvia. Dicha relación i-d-T puede responder a fundamentos teóricos o empíricos y se han planteado algoritmos diversos para describirla. Uno de éstos es el modelo DIT (Caamaño Nelli, et al. 2003), el cual resulta conveniente por sustento conceptual, expresión analítica continua y lo sencillo que es adaptarlo a condiciones locales cuando se lo transpone.

El DIT exhibe una flexibilidad equivalente a la de las mejores alternativas empíricas, debido a que, al igual que éstas, fue planteado inicialmente como un modelo paramétrico. La metodología aquí propuesta permite regionalizar las familias de curvas i-d-T para cualquier punto dentro del territorio bajo análisis con una resolución espacial de 25 km^2 abordándolo desde un enfoque geoestadístico a diferencia de la técnica de zonalización originalmente propuesta por los autores de ese modelo (Catalini, 2018).

Para ello se recurre al análisis geoestadístico el cual tiene como finalidad la conformación de mapas temáticos de los parámetros constitutivos del modelo DIT. En síntesis, considerando la ecuación [1], y recordando sus principales parámetros, $A = \sigma + \alpha, B = -\beta\ y\ C = \mu + ln60 + \gamma\ e$ incorporandos características locales proveniente de la información pluviométrica y redefiniendo A´[2] y C´ [3], al incorporar los logaritmos neperianos del desvío (σ') y la media (μ') de los registros pluviométricos se obtendrán como resultado cinco mapas de parámetros que mediante la aplicación del algoritmo DIT, permitirán obtener la grilla espacial de valores para la duración y recurrencia deseada.

$$\ln i_{d,T} = A\Phi_y - B\delta_y + C \quad [1]$$

$$A' = A - \sigma + \sigma' \rightarrow A' = \alpha + \sigma' \quad [2]$$

$$C' = C - \mu + \mu' \rightarrow C' = \gamma + ln60 + \mu' \quad [3]$$

Si bien la aplicación directa de esta metodología es sobre el territorio de Córdoba, el área experimental abarca el centro y norte de Argentina, con objeto de disponer de la mayor densidad espacial de puntos periféricos de medición, para reducir las influencias de "borde" en los análisis realizados.

En lo referente a la información pluviográfica disponible Caamaño Nelli, et al., 2012 habían recopilado 28 estaciones con funciones i-d-T, de las cuales 22 fueron empleadas en el presente trabajo, así como 957 estaciones pluviométricas, que, al abarcar una mayor densidad espacial y territorial aportan información valiosa, así como reducen los efectos de borde de los ajustes posteriores de los parámetros sobre el territorio de la provincia de Córdoba (Tabla 1 y Figura 3).

El análisis geoestadístico contemplo en primera medida la evaluación de la tendencia espacial, tanto en función de su longitud, latitud y altitud sobre el nivel del mar, considerando los tres parámetros del modelo DIT y teniendo en cuenta la baja densidad espacial de los mismos no se comprobó la existencia de tendencia alguna sobre estos. En principio solo B parecería tener cierta influencia debido a la latitud en sentido norte-sur, aunque de un análisis preliminar era de esperar que

ésta se viera sobre el parámetro C, considerando que el mismo se encuentra en función de la media, cosa que no sucedió.

Tabla 1. Estaciones pluviográficas empleadas que contaron con los parámetros constitutivos del modelo DIT, empleados para su regionalización.

	Nombre	Longitud	Latitud	Altitud [m snm]	ln Media	ln Desvío	A	B	C
1	Ceres	-61,95	-29,88	90	4,255	0,374	0,291	0,144	5,211
2	Laboulaye	-63,37	-34,12	139	4,340	0,335	0,394	0,161	5,219
3	Marcos Juárez	-62,12	-32,70	112	4,444	0,387	0,410	0,147	5,108
4	Córdoba Obs.	-64,18	-31,40	424	4,248	0,344	0,337	0,159	5,193
5	Río Cuarto	-64,27	-33,08	425	4,277	0,357	0,356	0,148	5,003
6	La Suela	-64,58	-31,63	943	4,186	0,417	0,365	0,136	4,955
7	Villa Dolores	-65,13	-31,95	571	3,971	0,323	0,318	0,171	5,059
8	Rafaela	-61,55	-31,18	97	4,496	0,365	0,309	0,125	5,044
9	Rosario	-60,78	-32,92	24	4,549	0,340	0,270	0,131	5,085
10	Pergamino	-60,56	-33,93	63	4,273	0,223	0,352	0,153	5,057
11	La Rioja	-66,80	-29,38	439	3,244	0,517	0,363	0,146	4,543
12	Chapetón	-60,33	-31,57	12	4,621	0,405	0,269	0,184	5,690
13	Famaillá	-65,40	-27,06	366	4,570	0,284	0,352	0,140	5,433
14	Resistencia	-59,05	-27,45	55	4,670	0,324	0,252	0,123	5,253
15	Salta	-65,48	-24,85	1.228	4,271	0,348	0,336	0,130	4,797
16	Formosa	-58,23	-26,21	65	4,650	0,283	0,269	0,121	5,134
17	Sgo.del Estero	-64,30	-27,76	201	4,266	0,389	0,369	0,133	5,007
18	S.M. Tucumán	-65,11	-26,84	366	4,546	0,287	0,336	0,118	4,943
19	Concordia	-58,02	-31,38	41	4,637	0,321	0,404	0,133	4,976
20	C. del Uruguay	-58,24	-32,48	18	4,585	0,313	0,295	0,138	5,120
21	Paraná	-60,48	-31,79	69	4,594	0,390	0,358	0,127	4,883
22	Reconquista	-59,68	-29,20	51	4,639	0,382	0,352	0,159	5,247

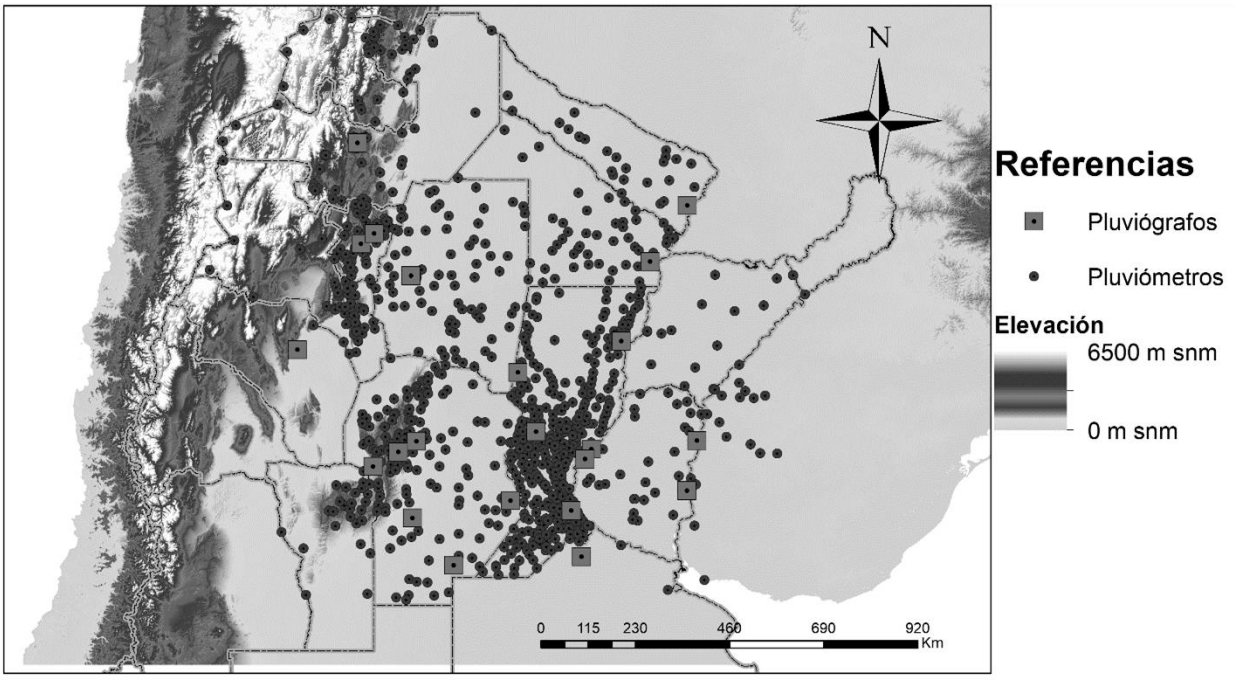


Figura 3.- Región de análisis, indicado estaciones pluviográficas en donde se dispone de los parámetros constitutivos del modelo DIT y estaciones pluviométricas.

Una vez realizada la evaluación de la tendencia especial, se procedió a la evaluación de la autocorrelación espacial local de las variables, el índice de autocorrelación espacial local de Moran (Anselin, 1995) el cual es aplicado individualmente a cada punto del espacio y es una herramienta

útil para determinar la similitud o diferencia entre el valor de una observación respecto al de sus vecinos, siendo estandarizado y contrastado su nivel de significancia en base a una distribución normal estándar. En síntesis, la autocorrelación espacial mide la correlación lineal entre los valores de una variable en una determinada posición con valores de la misma variable en otras posiciones del espacio. Una propiedad de los datos autocorrelacionados espacialmente es que los valores no son aleatorios en el espacio, sino que están relacionados entre sí y la magnitud de esa correlación depende de las distancias que los separan, que en los casos bajo análisis fue como mínimo 200 km y máximo 500 km debido a la baja densidad espacial de puntos de muestreo.

Si la distribución de la variable de interés muestra un patrón aleatorio o una autocorrelación débil, entonces no hay autocorrelación, el Indice de Geary (IC) se encuentra relacionado inversamente al de Moran (IM), pero no es idéntico. La Tabla 2, permite observar que en el caso de los parámetros del modelo DIT, no se detecta autocorrelación espacial, es decir, que los mismos son aleatorias en todos los casos, esta conclusión no puede ser tomada como concluyente a razón de la baja densidad espacial de los puntos de observación considerados los cuales deberían ser ampliados en futuros estudios.

Tabla 2.- Índices de autocorrelación espacial sobre los parámetros del modelo DIT.

	Estadístico	p-Valor	Estadístico	p-Valor	Estadístico	p-Valor
Variable	**A**	**A**	**B**	**B**	**C**	**C**
IM	-0,17	0,917	-0,01	0,309	0,09	0,066
IG	1,15	0,897	0,96	0,369	0,89	0,163

Se consideraron distintas alternativas de modelos que permitieran ajustar el semivariograma empírico, se adoptó en este trabajo el criterio de selección tanto visual como el Criterio de Información de Akaike (AIC), siendo el adoptado el ajuste exponencial ordinario sin consideraciones de efectos tendenciales para el caso de los parámetros A y C mientras que para el caso del parámetro B fue considerado adecuado el modelo esférico universal de primer orden con objeto de poder considerar los efectos tendenciales detectados a razón de la latitud (Catalini, 2018). A partir de los semivariogramas teóricos ajustados se realizó la interpolación mediante Kriging y se obtuvieron mapas de contorno de las variables, la dimensión de cada bloque utilizada fue de 5 km x 5 km, es decir 25 km^2, a su vez sobre estos se realizó la validación cruzada para evaluar los resultados del análisis geoestadístico y garantizar que son independientes de la partición entre datos de validación y prueba. La metodología consiste en repetir y calcular la media aritmética obtenida de las medidas en forma iterativa.

Por último recordando las características constitutivas del modelo DIT e incorporando la información pluviométrica al incorporar la media (μ') y el desvío (σ') de los logaritmos neperianos de las series anual de máximos de datos pluviométricos, se obtienen las grillas georeferencidas de A' y C' así como B (Figura 4).

DEFINICIÓN DE UMBRALES DE SEVERIDAD LOCAL

Las obras de infraestructura, así como la delimitación del límite del dominio público del privado, en lo concerniente a los recursos hídricos es determinada mediante la estimación de crecidas de recurrencia asociada, es decir, una medida de diseño hidrológico.

Esta medida es una solución de compromiso entre costo y seguridad, con este criterio no sería razonable utilizar siempre un valor límite estimado (VLE) como puede ser la PMP. De hecho, la PMP, se emplea únicamente para dimensionar obras, cuya destrucción implica grave riesgo para vidas humanas o bienes materiales. Por otra parte, no es posible atribuir a la PMP una probabilidad de ocurrencia o un periodo de retorno, puesto que, por tratarse del mayor evento previsible, se supone que sucederá una sola vez en la existencia del sistema, es decir, en una cantidad de milenios indefinidamente prolongada. En consecuencia, la PMP se usa como un valor determinístico, aun cuando el método de estimación tenga un fundamento estadístico, en el caso del SGA se emplea como un porcentual de contraste.

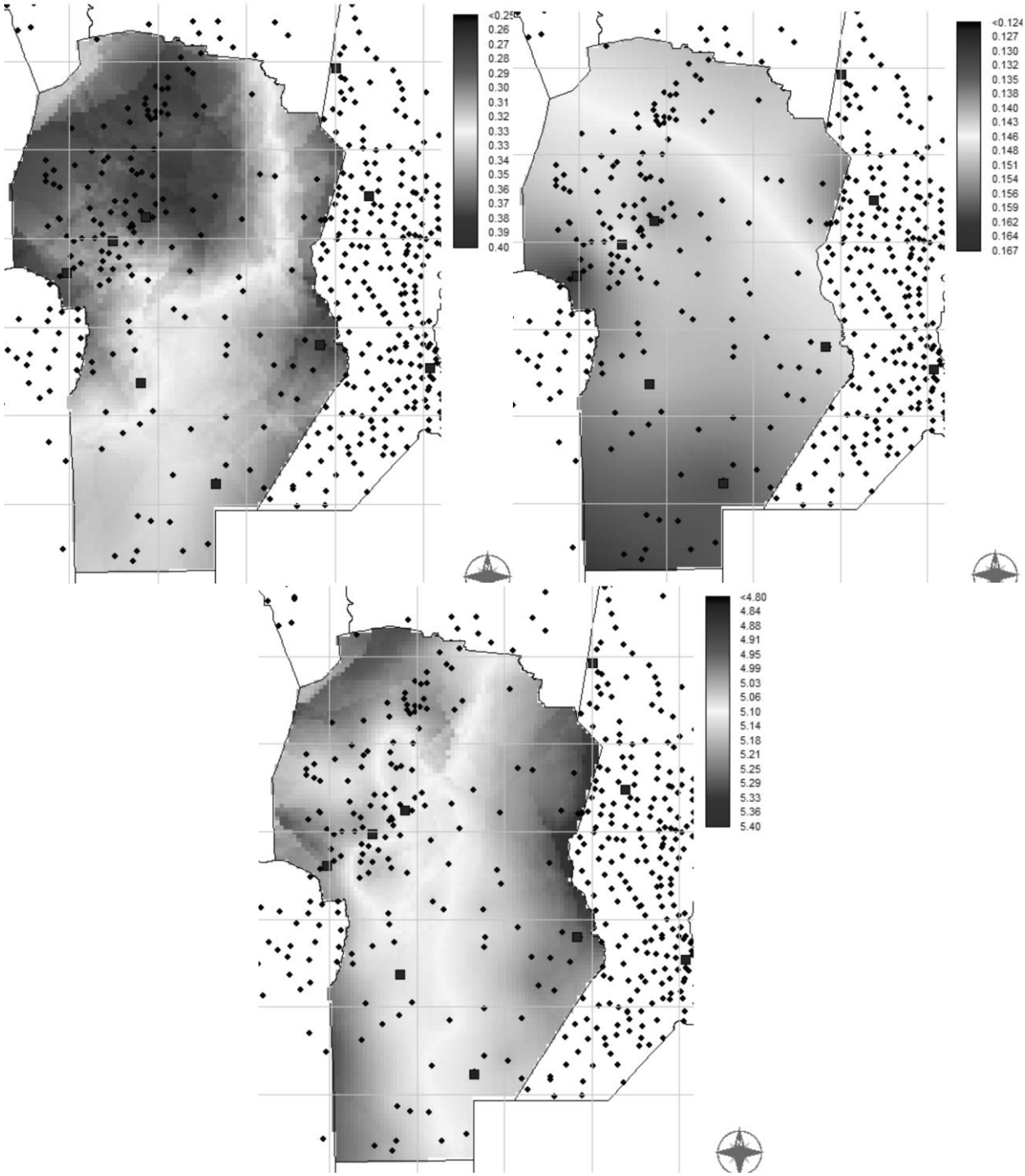


Figura 4.- Mapas resultantes del análisis geoestadísticos de los parámetros A', B y C', se indican en punto las estaciones pluviométricas y en rectángulo las pluviográficas.

Para estructuras de menor envergadura, los costos llevan a plantearlas en proporción con eventos más frecuentes, cuya recurrencia puede ser estimada. A medida que el tamaño de la obra y, por lo tanto, el periodo de retorno a emplear disminuye, este enfoque probabilístico da lugar a procedimientos más consistentes.

Tomando en consideración lo antes mencionado y que solo la cuenca del río San Antonio cuenta con suficiente longitud de tiempo de registros para la elaboración de modelos de pronóstico de crecida a tiempo real, es que en el contexto del SGA se decidió evaluar la intensidad de la lluvia como patrón de severidad local, ya que si bien la recurrencia de un evento pluviométrico no puede asociarse directamente a la recurrencia de una crecida permite tener una información muy valiosa en cuanto al posible orden de magnitud del resultado de ésta.

Mediante el empleo del Modelo DIT, se determinaron cuatro niveles de severidad local sobre cada una de las estaciones que conforman la red de estaciones pluviométricas de alta frecuencia PAF (Tabla 1) asociados tanto a la recurrencia como a la duración (1 hora, 3 y 6 horas).

Tabla 3.- Niveles de Severidad función de la recurrencia de lluvia para duraciones de 1, 3 y 6 horas.

Nivel de Severidad (Color)	Recurrencia Asociada [años]	Descripción
Normal (Verde)	< 2	Situación normal de lluvias frecuentes de baja intensidad.
Moderada (Amarillo)	2 ≥ T < 5	Situación moderada de lluvias que podrían ocasionar crecidas de magnitud con baja probabilidad de afectación de infraestructura ribereña.
Alta (Naranja)	5 ≥ T < 10	Situación de riesgo alta, lluvias que podrían generar crecidas de magnitud con probabilidad de afectación de infraestructura ribereña y/o urbana
Muy Alta (Rojo)	T ≥ 10	Situación de riesgo muy alta, lluvias que podrían generar crecidas de magnitud con alta probabilidad de afectación de infraestructura ribereña y/o urbana.

Tomando la expresión constitutiva del modelo DIT (ecuación 1) y operando con los Sistemas de Información Geográfica (SIG), es posible mediante el empleo de las grillas de los parámetros A', B y C' obtener nuevas grillas de precipitación con recurrencia y duración asociadas (Figura 5) de las cuales se extraen los valores que determinaran los respectivos niveles para cada una de las estaciones PAF, dichos valores fueron contrastados con la metodología de zonalización propuesta por Caamaño Nelli y García, (1999), con objeto de validar los resultados.

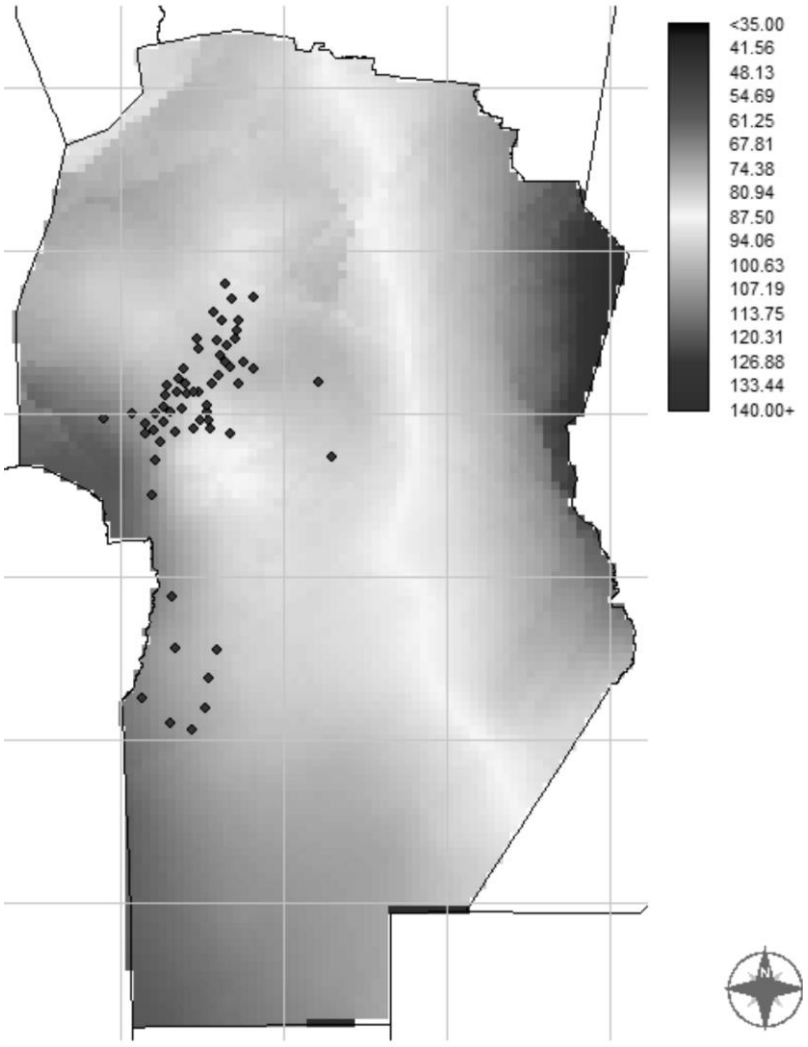


Figura 5.- Precipitación [mm]. d= 6 h T = 10 años. Los puntos indican las estaciones telemétricas que conforman el sistema.

Si bien en la metodología original de zonificación los parámetros constitutivos A,B y C se mantienen constante a lo largo de la zona de influencia al contrastar las estimaciones obtenidas mediante zonalización contra los análisis espaciales a través de geoestadística las diferencias porcentuales medias estuvieron entre un 5% y un 14%, manteniéndose constante al aumentar la recurrencia, pero incrementándose con la duración, apreciándose las mayores diferencias entre los valores predichos por la metodología original de zonificación y el análisis espacial se produce en aquellas estaciones que se encuentran en la zona de frontera entre zonas definidas originalmente mediante el empleo de polígonos de Thiessen, pero manteniéndose uniforme cuando los PAF se encuentran alejadas de estos.

Por último, sobre cada una de las estaciones PAF instaladas en la provincia de Córdoba y operadas mediante el empleo del SGA, se determinaron tanto los valores de PMP 24 horas obtenidos de acuerdo a Catalini, 2018 y el análisis geoestadístico aquí descripto. Los umbrales establecidos y el patrón de contraste para cada PAF empleado en el SGA son presentados en la Tabla 4.

Tabla 4.- Estaciones Pluviométricas de Alta Frecuencia, junto a los valores de umbrales determinados, todos los valores indicados en milímetros (R: T= 10 años; N: T= 5 años, A: T = 2 años)

Nombre	Lat. S	Long. W	Umbrales para duraciones de 6, 3 y 1h [mm]									PMP 24h
			R6h	N6h	A6h	R3h	N3h	A3h	R1h	N1h	A1h	
Santo Tomás	31,57	64,83	76	67	52	65	57	45	47	41	32	354
Puesto Pereyra (Los Gigantes)	31,45	64,81	77	67	52	66	58	45	47	41	32	354
La Casita	31,48	64,74	78	68	53	66	58	45	47	41	32	358
Cañada Larga (Copina)	31,58	64,71	79	69	54	67	59	46	48	42	32	358
El Galpón	31,51	64,82	77	67	52	66	57	45	47	41	32	355
Bo. El Canal	31,45	64,51	80	70	55	68	60	47	48	42	33	363
Confluencia El Cajón	31,49	64,64	80	70	55	68	60	47	48	42	33	360
Puesto Garay	31,42	64,74	78	68	54	67	58	46	47	41	32	362
Confluencia Malambo	31,50	64,68	80	70	54	68	60	46	48	42	33	362
CIRSA - Villa Carlos Paz	31,40	64,47	79	69	55	68	59	47	48	42	33	362
Las Ensenadas (El Cóndor)	31,60	64,79	77	68	53	66	58	45	47	41	32	357
La Hoyada	31,36	64,69	79	70	54	68	59	47	48	42	33	379
Anisacate	31,72	64,40	85	74	57	72	63	49	51	45	35	401
La Quebrada	31,49	64,60	80	70	55	68	60	47	48	42	33	360
El Cajón	31,44	64,69	79	69	54	67	59	46	47	42	33	357
San José de los Ríos	31,25	64,60	80	70	55	68	60	47	48	42	33	398
San Bernardo	31,56	64,55	82	72	56	70	61	48	49	43	33	368
Observatorio Bosque Alegre	31,60	64,55	84	73	57	71	62	48	50	44	34	375
Pampa de Olaen	31,19	64,61	79	70	55	68	60	47	48	42	33	399
Escuela Ceferino Namuncurá	31,87	64,88	72	63	49	63	55	43	46	41	32	363
Paso de las Piedras	31,65	64,83	75	66	52	65	57	44	47	41	32	354
Villa Giardino	31,05	64,50	82	72	57	70	62	49	50	44	34	394
La Suela	31,64	64,59	84	73	57	71	62	48	50	44	34	377
Villa Caeiro	31,29	64,46	79	70	55	68	60	47	48	43	33	376
San Clemente	31,69	64,63	83	73	56	71	62	48	50	44	34	377
Rep. Cerro Minero San Roque	31,33	64,42	79	69	55	68	60	47	48	43	34	369
Parque Nacional El Condorito	31,71	64,76	77	68	53	66	58	45	48	42	32	359
Santa Ana	31,65	64,54	84	74	57	72	63	49	51	44	34	386
Villa Rafael Benegas	31,66	64,95	73	64	50	63	55	43	46	40	31	338
La Posta	31,61	64,88	75	65	51	64	56	44	46	40	32	346
La Palmita	31,71	64,96	73	63	49	63	55	43	46	40	31	341
Puesto El Manzano	31,70	64,89	74	65	50	64	56	44	46	41	32	348
Puesto Las Calles Pampa de Achala	31,76	64,85	76	66	51	66	57	45	47	41	32	361
COSAG	31,69	64,53	84	74	57	72	63	49	51	44	34	393
Las Junturas Cosquín	31,21	64,48	80	71	56	69	60	48	49	43	34	391

Tabla 4.- Estaciones Pluviométricas de Alta Frecuencia, junto a los valores de umbrales determinados, todos los valores indicados en milímetros (R: T= 10 años; N: T= 5 años, A: T = 2 años)

Nombre	Lat. S	Long. W	Umbrales para duraciones de 6, 3 y 1h [mm]									PMP 24h
			R6h	N6h	A6h	R3h	N3h	A3h	R1h	N1h	A1h	
Puesto López	31,60	65,04	71	62	48	62	54	42	45	39	30	324
Pan de Azúcar	31,23	64,42	80	70	55	69	60	48	49	43	34	379
Confluencia Saldan-Suquía	31,32	64,31	79	70	55	68	60	47	49	43	34	370
Chateau	31,37	64,25	78	68	54	67	59	47	48	43	34	372
Ea. Las Minas	30,89	64,42	84	74	58	72	64	50	51	45	35	387
Carape	30,98	64,38	83	73	58	71	63	50	51	45	35	385
El Diquecito	31,35	64,39	79	69	55	68	60	47	48	43	34	369
Capilla Buffo	31,19	64,36	81	71	56	69	61	48	50	44	35	378
Dique La Quebrada	31,15	64,35	81	72	57	70	62	49	50	44	35	382
Camino de Las Sierras	31,45	64,35	79	69	54	68	59	47	48	42	33	360
Camino El Cuadrado	31,10	64,45	81	72	57	69	61	48	49	44	34	388
Capilla de los Remedios	31,44	63,83	77	68	54	67	59	47	48	42	33	377
Los Arroyitos	31,63	65,22	66	58	45	58	51	40	43	37	29	320
Tres Árboles	32,05	64,92	70	62	48	62	54	42	46	40	31	366
Alpa Corral	32,62	64,79	71	63	49	62	55	43	46	40	31	322
Los Chañaritos	33,32	64,82	71	62	47	62	54	41	46	40	30	354
Nacimiento Río Chocancharava (Río IV)	32,92	64,51	79	68	53	68	59	46	49	43	33	372
Piedra Blanca	32,90	64,78	75	65	51	65	57	44	47	41	32	339
Cuatro Vientos	33,08	64,57	77	67	52	67	58	45	48	42	32	369
Achiras	33.17	65.00	69	60	46	61	53	41	44	39	30	332
Las Vertientes	33.24	64.59	75	65	50	65	57	44	48	41	32	367
Arroyo Del Gato	33.36	64.68	72	63	48	63	55	42	46	40	31	365
Candonga	31.10	64.35	82	72	58	70	62	49	50	44	35	380
Ea. La Paz - Ascochinga	30.97	64.24	83	73	58	71	63	50	51	45	35	394
INTA - Manfredi	31.86	63.75	81	71	55	69	61	47	50	43	34	401

EJEMPLOS DE APLICACIÓN TEMPORADA 2016/2018

Los criterios antes descriptos pudieron ser aplicados operativamente por primera vez, en el SGA durante la temporada 2016/17, ya que en ella se registraron 10 eventos que permitieron comprobar la valía de la cuantificación de severidad propuesta, así como evaluar la respuesta de las distintas cuencas al acontecimiento de eventos de relativa severidad, durante el periodo 2017/18, solo un evento alcanzo significancia de acuerdo a los criterios establecidos y fue el evento del 8 de mayo de 2018.

La Tabla 2, muestra el listado completo de eventos registrados. Siendo el evento de mayor significancia detectado aquel acontecido el 26 de diciembre de 2016, el desarrollo del mismo se dio de SO a NE sobre la zona Serrana del Valle de Punilla. Inicialmente el evento presentó su núcleo sobre las estaciones 900 “Puesto Garay” y 1400 “La Hoyada”, en las cuales se registraron en poco menos de 1 hora 58 y 53 mm respectivamente valores que significaron alcanzar un valor de milimetraje superior a recurrencia 10 años para dicha duración y en 3 horas se alcanzaron los umbrales de 5 y 2 años de tiempo de retorno respectivamente. Al evolucionar temporalmente el evento los mayores milimetrajes comenzaron a registrarse al noreste de los iniciales alcanzándose en 6 horas milimetrajes de 100 mm para la estación 1400 y 76 mm para la estación 900, ocasionando un pico de nivel al cierre de la cuenca en la Estación La Junturas (3903) de 3,93 m.

Un evento de similares características sobre la cuenca del río Cosquín se registró el 8 de mayo de 2018, en donde luego de una sucesión de 8 días de lluvias persistentes de baja intensidad se produjo una precipitación que alcanzo efectos similares por causa de los milimetrajes registrados en 6 horas sobre las estaciones 1400 “La Hoyada”, 2100 “San José de los Ríos” y 2400 “Pampa de Olaen”, en donde se registraron 66, 61 y 50 mm respectivamente, valores que significaron alcanzar el umbral

establecido entre 2 y 5 años de tiempo de retorno para las estaciones 1400 y 2100, mientras que en la 2400, dicho valor no alcanzaba a superar el valor ordinario, de todas maneras dichas precipitaciones ocasionaron un pico de 5,55 m en la Estación "2903" Villa Cairo, denotando la influencia de las condiciones de humedad antecedente sobre el sistema al aumentar la severidad de la onda de crecida.

Tabla 2. Listado de eventos que superaron los umbrales de severidad establecidos temporada 2016/17. SGA

Fecha	Duración [HH:MM]	Precipitación [mm] – Estación
8-dic-16	07:45	61 [mm] Estación 3700 / 110 [mm] Estación 5060
26-dic-16	06:00	100 [mm] Estación 1400 / 76 [mm] Estaciones 900 y 4800 / 75 [mm] Estación 2700 / 70 [mm] Estación 2400 / 65 [mm] Estación 5900 / 58 [mm] Estación 2100
6-ene-17	05:15	83 [mm] Estación 2300 / 58 [mm] Estación 2800 / 58 [mm] Estación 4200
9-ene-17	04:00	64 [mm] Estación 6000 / 63 [mm] Estación 2700
14-ene-17	03:00	68 [mm] Estación 400
15-feb-17	02:15	83 [mm] Estación 2200 / 69 [mm] Estación 2800 / 67 [mm] Estación 2300 / 54 [mm] Estación 600
21-feb-17	01:15	51 [mm] Estación 3000
24-feb-17	01:30	51 [mm] Estación 200
6-mar-17	01:00	51 [mm] Estación 4200
28-mar-17	03:15	77 [mm] Estación 400
8-may-18	06:00	66 [mm] Estación 1400 / 61 [mm] Estación 2100 / 50 [mm] Estación 2400 (Sucesión previa de eventos de baja intensidad en los 8 días previos se registraron 30 [mm] Estación 1400 / 20 [mm] Estación 2100 / 13 [mm] Estación 2400.

CONCLUSIONES

El análisis geoestadístico, ha permitido establecer patrones de distribución areal del modelo DIT con desvíos acotados, validando la superficie obtenida a través del análisis cruzado de los ajustes. Además, se han mantenido los valores de las variables sobre aquellos lugares en donde se contaba con información (media y desvio), dado que la metodología empleada prioriza la información observada, contrastándola contra los datos espaciales, en dos de los tres parámetros que conforman el modelo DIT, se pudo detectar una tendencia espacial marcada A' y C' los cuales se encuentran influenciados por los regímenes de precipitación dado que los valores máximos coinciden con aquellas regiones con mayores registros pluviométricos, no sucede lo mismo con B (parámetro propio de la estación pluviográfica) que aparentemente tendría una tendencia en latitud.

Basado en un análisis geoestadístico realizado sobre el área Serrana de la provincia de Córdoba, Argentina, se convirtió un modelo de transpoción de parámetros por zonificación, en un modelo de regionalización de parámetros para un modelo de predicción de lluvias máximas (Modelo DIT). El empleo de este modelo conceptual, permite no solo la obtención de la relación i-d-T en cualquier punto del espacio analizado, sino también la generación de mapas de lámina con duración y recurrencia asociada, información empleada directamente como medio de evaluación de la severidad local junto con la PMP, en el Sistema de Gestión de Amenazas (SGA) del INA-CIRSA información sumamente relevante para los tomadores de decisión ante el acontecimiento de un evento severo.

Los umbrales preestablecidos para definir la severidad deben ser ajustados en interacción con los organismos de Defensa Civil, ya que los mismos no son fijos en el espacio y dependen de la influencia de las acciones antrópicas, así como condiciones de humedad y de estado de las cuencas. Tomando como ejemplos los eventos acontecidos durante la temporada 2016/2018 se aprecia la influencia de las mismas, dado a que eventos de relativamente menor severidad registrados sobre áreas urbanas incrementaron su impacto, desnudando las falencias de las obras de infraestructura, así como eventos de distinta severidad ocasionaron resultados similares (caso 26/dic/2016 y 8/may/2018). Por su parte, está herramienta durante la temporada 2016/2018 registró al menos 11 eventos que superaron los umbrales preestablecidos de función de la duración (1, 3 y 6 horas) así como de la recurrencia local de (2, 5 y 10 años), en ninguno de los casos observados los milimetrajes superaron el 25% de la Precipitación Máxima Probable, estimada para el lugar de registro.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Anselin, L., (1995). *"Local Indicators of Spatial Association - LISA. Geographical Analysis"*, 27(2), pp. 93-115.

Caamaño Nelli, G. y Dasso, C., Coordinadores (2003). *"Lluvias de Diseño: Conceptos, Técnicas y Experiencias"*. Primera ed. Córdoba, Universitas. Argentina.

Caamaño Nelli, G. & García, C., (1999). *"Relación Intensidad-Duración-Recurrencia de Lluvias Máximas: enfoque a través del Factor de Frecuencia. Caso Lognormal"*. Ingeniería Hidráulica de México, XIV (3), pp. 37-44.

Caamaño Nelli, G., Rico, A. & Dasso, C., (2012). *"El modelo DIT 3p para predicción de lluvias máximas"*. Rosario, UNR Editora, pp. 71-82.

Catalini, C.G (2018). *"Predicción de Lluvias Máximas en Argentina Desarrollos y Nuevas Aplicaciones"*. Tesis de Doctorado Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales de la UNC Director: Dr. Ing. Carlos M. García, http://hdl.handle.net/11086/6109. Córdoba. Argentina.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

RECUPERACIÓN DE CAUDALES EN EL SISTEMA CUTZAMALA, MÉXICO

Herrera Alanís, J. Luis, Domínguez Mora Ramón, Capella Vizcaíno Antonio
Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Av. Universidad 3000. Delegación Coyoacán, Ciudad de México, México
jherreraa@iingen.unam.mx, marganisj@iingen.unam.mx, rdomingezm@iingen.unam.mx

RESUMEN:

En la Ciudad de México existe un gran problema en el suministro de agua potable por lo que se ha pensado en incluir nuevas fuentes de abastecimiento para hacer frente a la problemática.

En el presente trabajo se proponen algunas modificaciones al Sistema Cutzamala, que es la fuente superficial más importante que abastece a la Ciudad de México, con lo que se podría recuperar agua del orden de 4 m^3/s dentro del mismo sistema. Con las modificaciones se realizó un balance del funcionamiento hidráulico para un periodo de 50 años. Debido a que se presentaron huecos en la información hidrológica, se procedió al llenado de datos que según el caso consistió en: hidrograma unitario, modelos lluvia-escurrimiento, y correlaciones.

Por último, se hace una comparación del agua recuperada con las propuestas de nuevas fuentes de abastecimiento.

ABSTRACT:

In Mexico City there is a major problem in supplying drinking water. One solution to this problem is to include new sources of supply.

This paper has proposed some modifications to the Cutzamala System. This system is the most important surface water sources that supply to the Mexico City. The modifications done a balance of the hydraulic operations for a period of 50 years and its possible recovered approximately 4 m^3/s. The filling of hydrological data is done according to case: unit hydrograph, rainfall-runoff models and correlations.

Finally, this work made a comparison of the recovered water with the proposals of new sources of supply.

PALABRAS CLAVES: Sistema Cutzamala, Balance hidráulico, Recuperación de caudales

INTRODUCCIÓN

La construcción del sistema Cutzamala tenía como propósito la disminución en la extracción de agua en los acuíferos, que es la fuente principal de abastecimiento de agua potable, y disminuir los hundimientos de la ZMVM. Propósito que no se cumplió ya que, aún con el Sistema Cutzamala operando se siguió con la extracción con pozos.

Una estimación de la situación actual de la ZMVM, se muestra en la siguiente figura (IIUNAM, 2015) (Capella, 2008)

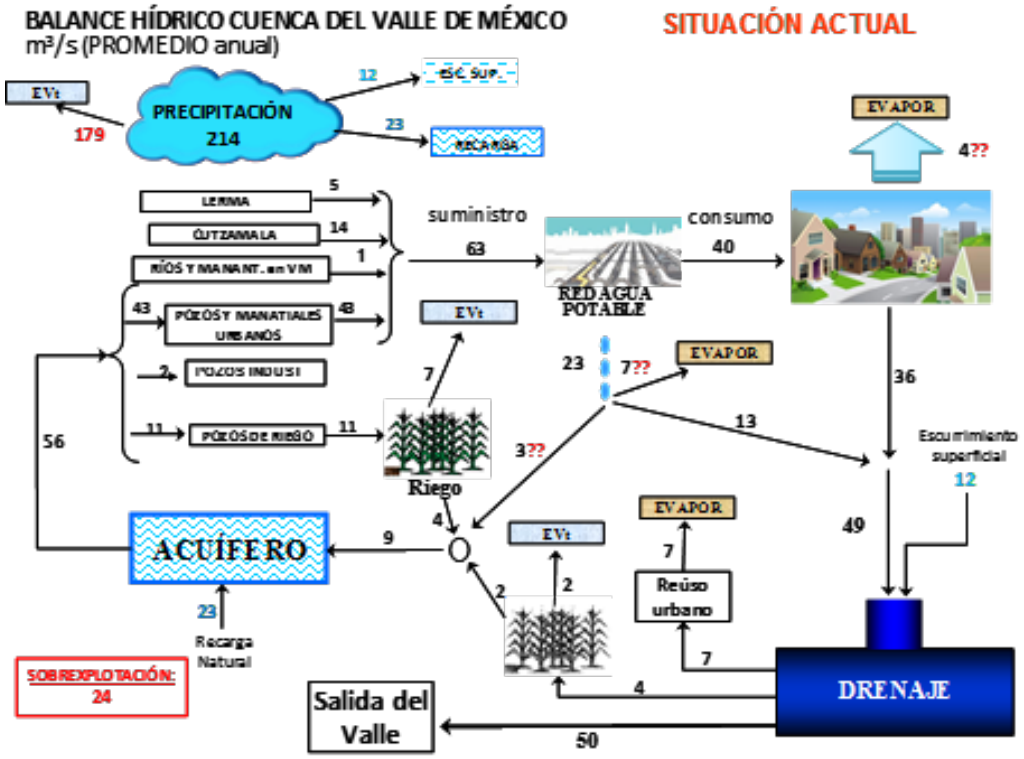


Figura 1.- Esquema del balance de la situación actual de la ZMVM

El balance mostrado en la figura 1 es una estimación debido a que la medición de agua en la ZMVM es muy deficiente. Para este balance se tomaron algunas mediciones existentes con algunas hipótesis, las cuales son:

•La recarga de los acuíferos se estima en 23 m^3/s, de acuerdo con algunos estudios geohidrológicos realizados en el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

•Se estima que el suministro de agua potable a la ZMVM es de 63 m^3/s. Esta estimación se obtuvo con mediciones en la Ciudad de México (alrededor de 30 m^3/s) y la hipótesis (debido a que no hay mediciones) de que el suministro al Estado de México es 10 % menor. Haciendo los suministros proporcionales a la población (9 millones para la Ciudad de México y 11 millones para el Estado de México).

•Se estima que el consumo para la ZMVM es de 40 m^3/s. En la Ciudad de México el consumo es de 18m^3/s, de acuerdo con datos de micromedición existente y suponiendo un consumo igual para el Estado de México.

•De las dos cifras anteriores resulta que se tienen fugas de 23 m^3/s en la ZMVM

•El suministro proviene de los Sistemas Lerma-Cutzamala (19 m3/s), la presa Madín (1 m^3/s), por manantiales y pozos (43 m^3/s) y pozos privados (2 m^3/s) (CONAGUA)

•Del uso consuntivo no se tiene ninguna información, así que se estimó en un 10%. Para usos públicos no se consideró debido a que en gran medida se utiliza agua tratada.

•Del agua de fugas, se estima que 13 m^3/s se va al drenaje de la Ciudad (por mediciones en el drenaje), de los 10 m^3/s restantes se repartió en 7 m^3/s para evapotranspiración y 3 m^3/s en infiltraciones

•La Gerencia Regional de Aguas del Valle de México (GRAVAMEX) estima que se usan para riego 11 m^3/s de la extracción de pozos.

•En la ZMVM se tiene un reúso urbano de 7 m^3/s, para riego se usan 4 m^3/s (parte se infiltra) y por infiltraciones se estiman 9 m^3/s.

•Con todo lo anterior se tiene que hay una sobreexplotación de 24 m^3/s

Con el balance presentado se observa claramente los problemas fundamentales que se deben resolver: fugas en la red, el uso de agua de pozo para riego y en menor medida, una reducción del consumo por parte de la población.

Para el escenario futuro se tienen las siguientes consideraciones.

CONSUMO.

De acuerdo con estudios de CONAPO (2017), el aumento de la población se estabilizará alrededor del año 2050 alcanzando un total de 24 millones de habitantes. Si se considera un consumo de 180 L/hab/día se obtiene un gasto de 50 m^3/s. Si el consumo es menor (10%) se tendría un gasto de 45 m^3/s.

FUGAS

De acuerdo con criterios publicados por el IWA y el Banco Mundial (Liemberger, 2007) se presenta la siguiente figura

Technical Performance Category		ILI	Real Losses in Litres/Connection/Day (when the system is pressurised); at an average pressure of:				
			10 m	20 m	30 m	40 m	50 m
Developed Countries	A	1 - 2		< 50	< 75	< 100	< 125
	B	2 - 4		50 - 100	75 - 150	100 - 200	125 - 250
	C	4 - 8		100 - 200	150 - 300	200 - 400	250 - 500
	D	> 8		> 200	> 300	> 400	> 500
Developing Countries	A	1 - 4	< 50	< 100	< 150	< 200	< 250
	B	4 - 8	50 – 100	100 - 200	150 - 300	200 - 400	250 - 500
	C	8 - 16	100 - 200	200 - 400	300 - 600	400 - 800	500 - 1000
	D	> 16	> 200	> 400	> 600	> 800	> 1000

Figura 2.- Fugas en litros por día por conexión

Si tomamos la categoría A del grupo de países subdesarrollados, se esperarían fugas de alrededor de 8 m^3/s. Si se usa la categoría A del grupo de los países desarrollados, las fugas deberían ser del orden delos 4 m^3/s.

RIEGO

En este punto, se debe eliminar el uso de agua potable para riego.

Con lo anterior, se tiene el siguiente escenario. Se señalan con valores dobles a aquellos resultados que corresponden a las dos alternativas de consumo.

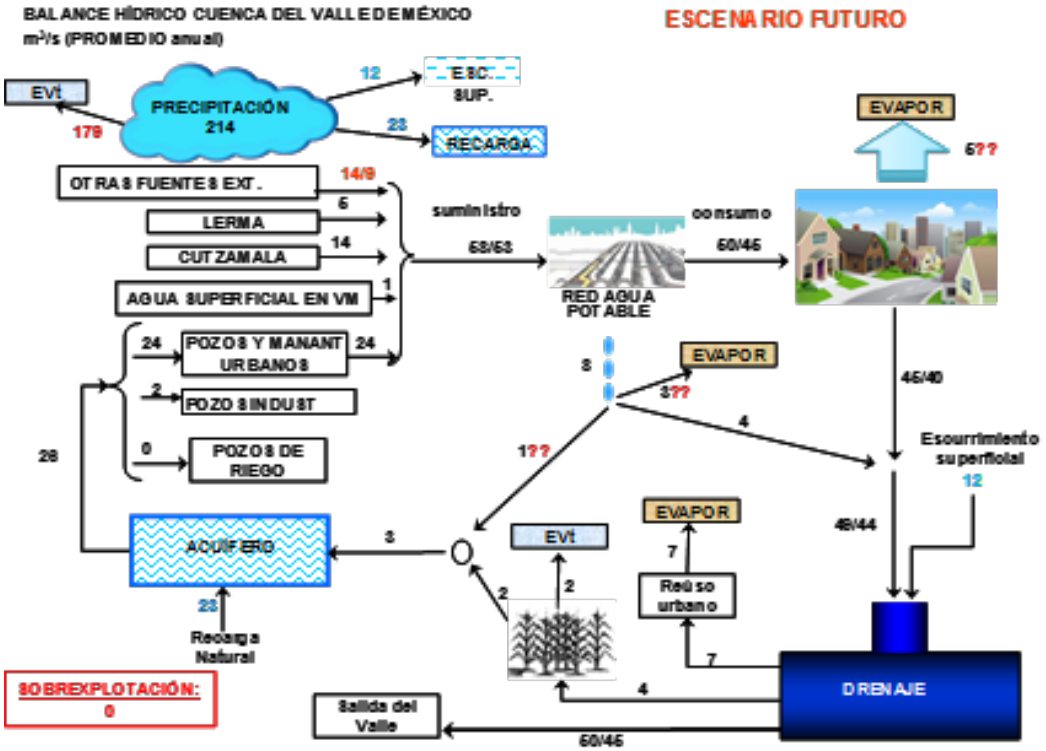


Figura 3.- Escenario futuro del balance de la ZMVM

Del balance anterior, para lograr el equilibrio (sobrexplotación 0) se requiere entre 9 y 14 m3/s adicionales. De aquí se destaca la importancia de mejorar la eficiencia del Sistema Cutzamala para lograr el equilibrio hidráulico en la ZMVM ya que podría abastecer hasta 21 m3/s. Actualmente el Sistema Cutzamala tiene problemas como son:

- Deterioro de la infraestructura
- Deterioro de la calidad del agua
- Falta de medición y control

El Sistema Cutzamala consta de seis subcuencas: Tuxpan, El Bosque, Ixtapan del Oro, Chilesdo-Colorines, Valle de Bravo y Villa Victoria. Las cuales se muestran a continuación

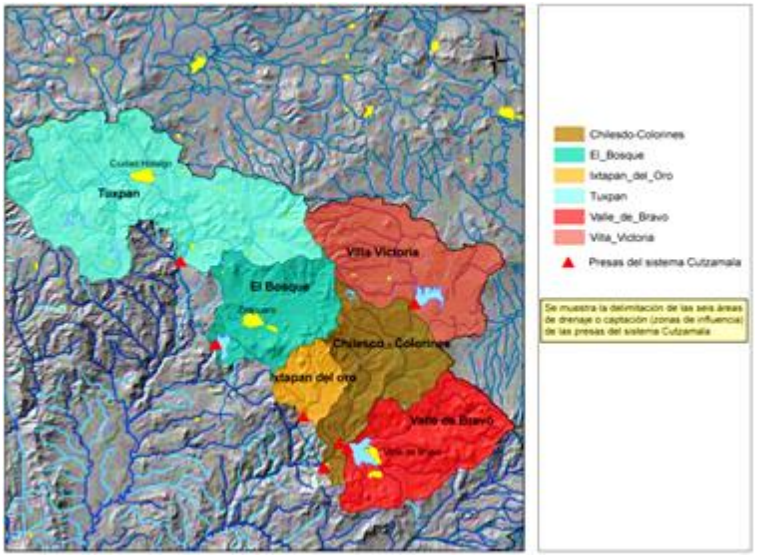


Figura 4.- Subcuencas del Sistema Cutzamala. Instituto Nacional de Ecología (INE,2009)

Las características de las presas son las siguientes:

Tabla 1.- Características generales de las Presas (SEMARNAT, Estadísticas del agua, 2009)

PRESA	TIPO	CAPACIDAD, hm^3	ELEVACIÓN, MSNM	NAME, MSNM
IXTAPAN DEL ORO	DERIVADORA	0.50	1,650.00	1,699.71
VALLE DE BRAVO	ALMACENAMIENTO	395.00/204.00	1,768.00	1,833.00
VILLA VICTORIA	ALMACENAMIENTO	186.00	2,545.00	2,607.50
COLORINES	DERIVADORA	1.50	1,629.00	1,677.50
EL BOSQUE	ALMACENAMIENTO	202.00	1,741.40	1,743.00
TUXPAN	DERIVADORA	5.00	1,751,00	1,763.00
CHILESDO	DERIVADORA	1.50	2,396.00	2,359.05

La capacidad total de las presas son 791.5 hm3. En la presa Valle de Bravo se presenta con doble número, el primero es la capacidad de almacenamiento real de la presa y el segundo la capacidad con la que actualmente opera.

MATERIAL Y MÉTODOS

El balance hídrico se basa en la aplicación del principio de conservación de masa que establece que durante cualquier tiempo, la diferencia entre las entradas y salidas será igual a la variación del volumen de almacenamiento (Δ∀). De entrada tenemos a la precipitación (E_p), el volumen generado por cuenca propia (E_{cp}) y el agua importada de otras cuencas (E_i). Como salidas tenemos a la evaporación (S_{ev}), la infiltración (S_{inf}), volumen extraído (S_{ext}) y volumen vertido (S_{ver}). Esto se puede escribir de la siguiente manera (Aparicio, 1989).

$$\Delta\forall = E_p + E_{cp} + E_i - S_{ev} - S_{inf} - S_{ext} - S_{ver} \qquad [1]$$

Todas las unidades están en m3. El balance se realizó en los embalses y de acuerdo con sus características éste se realizó diario o mensual.

ENTRADA EN LOS EMBALSES POR PRECIPITACIÓN

La zona del sistema Cutzamala cuenta con 20 estaciones climatológicas, aunque no todas presentan datos completos (CLICOM,2017). A cada embalse se le estimó la lluvia media y se aplicó directamente solo a los embalses El Bosque, Valle de Bravo y Villa Victoria. En las demás presas al ser de derivación y tener poca área, no se consideró esta entrada.

ENTRADA EN LOS EMBALSES POR CUENCA PROPIA

Dentro del Sistema Cutzamala se tiene una serie de estaciones hidrométricas distribuidas sobre los principales afluentes. Desafortunadamente la mayoría ha dejado de funcionar y su registro no es continuo (BANDAS,2017).

Los registros no contaban con información completa por lo que se realizó un llenado de datos que consistió en dos procedimientos:

Para las presas Tuxpan, Ixtapan del Oro, Colorines y Chilesdo se utilizó un modelo lluvia-escurrimiento. Los balances para las presas Tuxpan, Ixtapan del Oro, Colorines y Chilesdo se realizaron de forma diaria debido a la poca capacidad de regulación que tienen y que su funcionamiento responde rápidamente a las variaciones de gastos diarios.

Para las presas El Bosque, Valle de Bravo y Villa Victoria se utilizaron correlaciones mensuales y antifuncionamiento ya que tienen gran capacidad de regulación y los gastos diarios se amortiguan.

Tabla 2.- Afluentes para las diferentes subcuencas

SUBCUENCAS					
TUXPAN	**EL BOSQUE**	**IXTAPAN DEL ORO**	**CHILESDO-COLORINES**	**VILLA VICTORIA**	**VALLE DE BRAVO**
Río Chiquito	Zitácuaro	Ixtapan del Oro	Río San José	San Diego	El Salto
Río Grande	El Oro		Malacatepec	La Compañía	Santa Mónica
	La Garita			El Ramal	Vertedor González
				El Molino	El Molino
					El Carrizal

Presa derivadora Tuxpan

A esta presa le llegan los afluentes del río chiquito y río grande. Para estimar los años faltantes, se utilizó un modelo tipo Hidrograma Unitario Instantáneo (Aparicio, 2004) que se calibró con la información de lluvias y escurrimientos de 1955 y se verificó con otros tres años. La expresión es la siguiente:

$$Q_k = \sum_{j=1}^{k} P_j U_{k-j+1} \qquad [2]$$

Donde Q es el gasto, P la precipitación y U es el Hidrograma Unitario Instantáneo

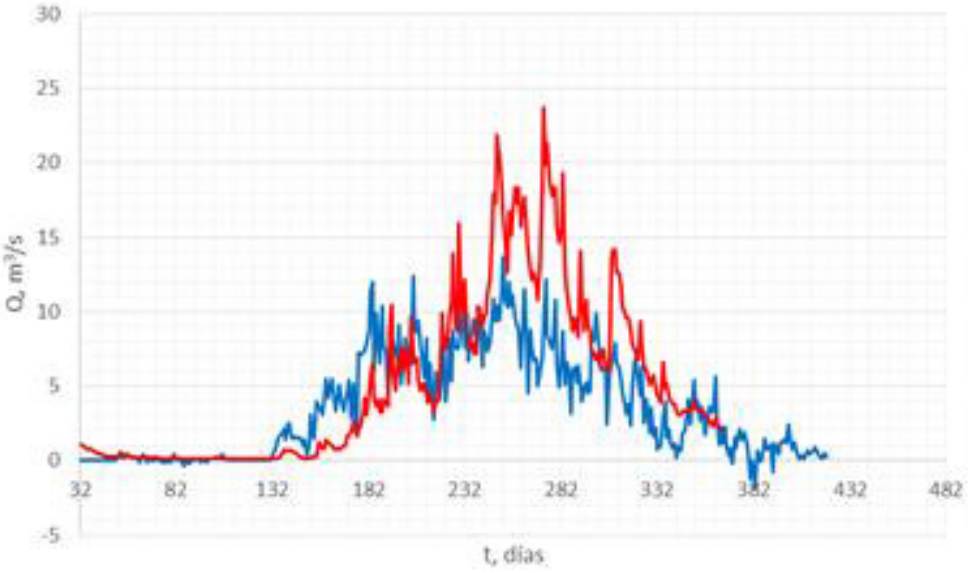


Figura 5.- Comparación entre los hidrogramas medidos (azul) y calculados (rojo) del río Chiquito para el año 1975

Presa de almacenamiento El Bosque

A esta presa le llegan los afluentes de los ríos Zitácuaro, la Garita y el Oro, siendo el más importante el primero de ellos, además llegan los gastos derivados de la presa Tuxpan.

Para estimar los años faltantes, se utilizó una regresión lineal simple con la presa Tuxpan, encontrándose un coeficiente de Determinación de 0.91.

Presa derivadora Ixtapan del Oro

A esta presa le llegan el afluente del río Ixtapan del Oro, sin embargo dada la cantidad de información, se utilizó la estación hidrométrica 0+700 (18256) como apoyo para estimar los años de 1954 a 1958. La correlación entre ellas es de 0.8.

Para estimar los años en que tampoco se tiene información en la estación hidrométrica 0+700, se utilizó un modelo lluvia –escurrimiento desarrollado por el Dr. Carlos Cruickshank (Cruickshank, 1996). Solo se contó con el año de 1979 con información completa diaria tanto de lluvias como de escurrimiento, por lo que se usó para la calibración del modelo.

El modelo propuesto es el siguiente:

$$Q = Q_a + Q_b \quad \text{.....[3]}$$

donde Q_a Es la componente del escurrimiento de respuesta rápida (m3/s) y su expresión es:

$$Q_a = (a_0 + a_1 A_i) hp_i + a_2 Q_{a_{i-1}} \quad \text{.....[4]}$$

Q_b es la componente del escurrimiento de respuesta lenta (m3/s) y su expresión es:

$$Q_a = \left(b_0 + b_1 A_{(i-3)}\right) hp_{(i-3)} + b_2 Q_{b_{i-1}} \quad \text{.....[5]}$$

A Es el índice de la lluvia antecedente:

$$A = (1 - \beta) A_{(i-1)} + \beta hp_i \quad \text{.....[6]}$$

Donde hp es la lluvia total en mm. Los coeficientes a_0, a_1, a_2, b_0, b_1 y b_2 son parámetros del. El parámetro β es un parámetro de peso que para periodos diarios es de 0.2.

Para la estimación de los parámetros se recurrió tanto a la herramienta Solver de Excel, como a una optimización a través del método Nelder-Mead utilizando como función objetivo el error mínimo cuadrado. Los valores obtenidos son 0.02, 0.03, 0.2, 0.0015, 0.0035 y 0.98 para los parámetros a_0, a_1, a_2, b_0, b_1 y b_2 respectivamente. En la siguiente figura se muestra la comparación entre los valores medidos con los estimados.

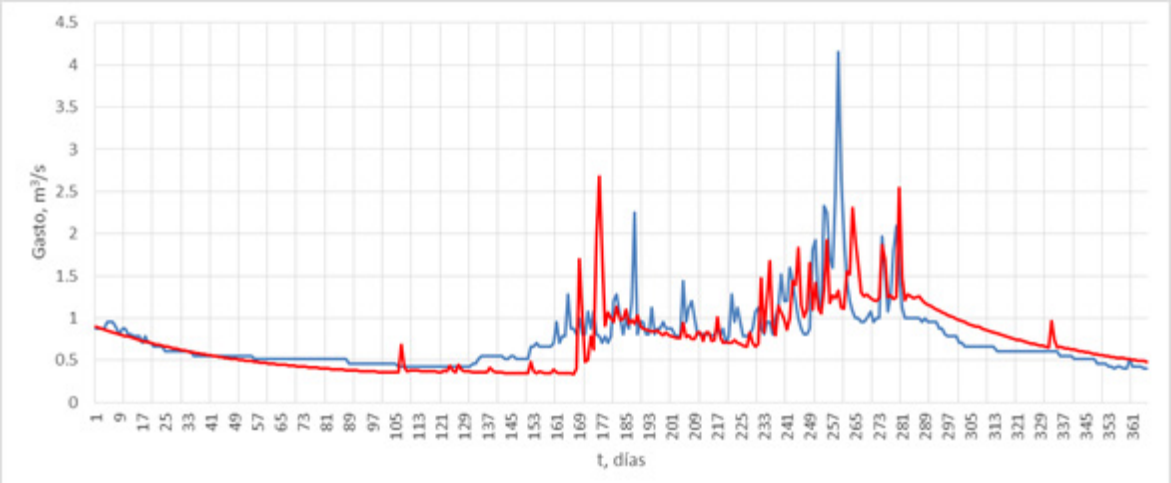


Figura 6.- Comparación entre los hidrogramas medidos (azul) y estimados (rojo) del río Ixtapan del Oro para el año 1979

Presa derivadora Chilesdo-Colorines

Para esta subcuenca hay problemas con la recolección de datos que además se complica al no estar claro el funcionamiento. Para fines de realizar el balance se supuso que tanto la cuenca

propia de Colorines como la de Chilesdo son iguales a las de Ixtapan del Oro. Está suposición está basada en que las cuencas son de la misma zona y tienen áreas similares. Se espera que para etapas posteriores se tenga información más detallada de esta subcuenca

Presa de almacenamiento Villa Victoria

A esta presa le son afluentes los ríos San Diego, la Compañía, el Ramal y el Molino. Estos ríos se encuentran aforados pero no cuentan con un registro completo. Para estimar los datos faltantes se buscó una correlación del ingreso total con uno o más ríos y se encontró que tiene una alta correlación con el río de la Compañía ($R^2 = 0.975$) y con la suma de los ríos la Compañía y San Diego ($R^2 = 0.99$). En algunos años se utilizó el antifuncionamiento del embalse para estimar los datos faltantes y por último el periodo faltante se estimó el gasto mediante una correlación con los gastos del río Zitácuaro, encontrando una correlación de 0.86 ($R^2 = 0.7$).

Presa de almacenamiento Valle de Bravo

A esta presa le llegan los afluentes de los ríos San Diego, la Compañía, el Ramal y el Molino. Para estimar los años faltantes, primero se buscó relacionar el total de entrada con los gastos reportados de las estaciones hidrométricas encontrándose que la suma de los gastos del río el Salto y el Molino se correlacionan con el total con un valor de $r = 0.98$. Con lo anterior se pudo ampliar el registro de entrada de Valle de Bravo. Las correlaciones de Valle de Bravo con respecto al río El Salto y el Molino son de 0.9 y 0.92 respectivamente. Con lo anterior se estimó el registro para las entradas a la presa. También se utilizó el antifuncionamiento del embalse para estimar los gastos en los que se cuenta con registro y por último, para el periodo faltante se utilizó la relación con el gasto de Villa Victoria. La correlación fue de 0.72 ($R^2 = 0.516$).

Entrada en los embalses por importaciones de otras cuencas

Estas entradas se estimaron a través del funcionamiento de cada embalse. La capacidad de los embalses se muestra en la tabla 1

La presa Tuxpan no tiene importaciones, pero deriva agua hacia la presa El Bosque a través de un canal con capacidad de 19 m^3/s. La presa El Bosque lleva agua hacia la Presa Colorines por medio de un canal con capacidad de 16 m^3/s. La presa Ixtapan del Oro deriva sus escurrimientos hacia la presa Colorines. La presa Chilesdo recibe las descargas de la presa Villa Victoria y vierte hacia la presa Tilostoc. La presa Colorines recibe las descargas de la presa El Bosque, Ixtapan del Oro y parte de la presa Tilostoc y bombea hacia la presa Villa Victoria.

Salida en los embalses por evaporación

Solo se consideró salidas por evaporación en las presas El Bosque, Valle de Bravo y Villa Victoria. Los datos son valores acumulados mensuales que se tomaron de las estaciones climatológicas afectadas por un factor de 0.8 que es la corrección que indica el Dr. Campos Aranda (2009) para grandes volúmenes de agua. Se utilizaron valores promedios mensuales para todo el periodo del balance.

Tabla 3.- Evaporación mensual

Embalse	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.
El Bosque	166.6	135.1	175.5	209.1	209.4	154.4	139.9	133.3	117.7	138.7	119.2	114.9
Villa Victoria	95.5	119.7	176.4	184.4	166.0	121.5	107.3	107.7	101.9	104.9	89.0	79.4
Valle de Bravo	125.3	146.6	212.6	237.2	227.5	138.7	105.1	106.8	97.0	115.1	111.9	109.5

Salida en los embalses por infiltración

Solo el embalse El Bosque presenta problemas de infiltración. En el informe de la CFE (1987) tomando algunos puntos de sus mediciones se determinó la siguiente curva de ajuste entre el gasto infiltrado y la elevación.

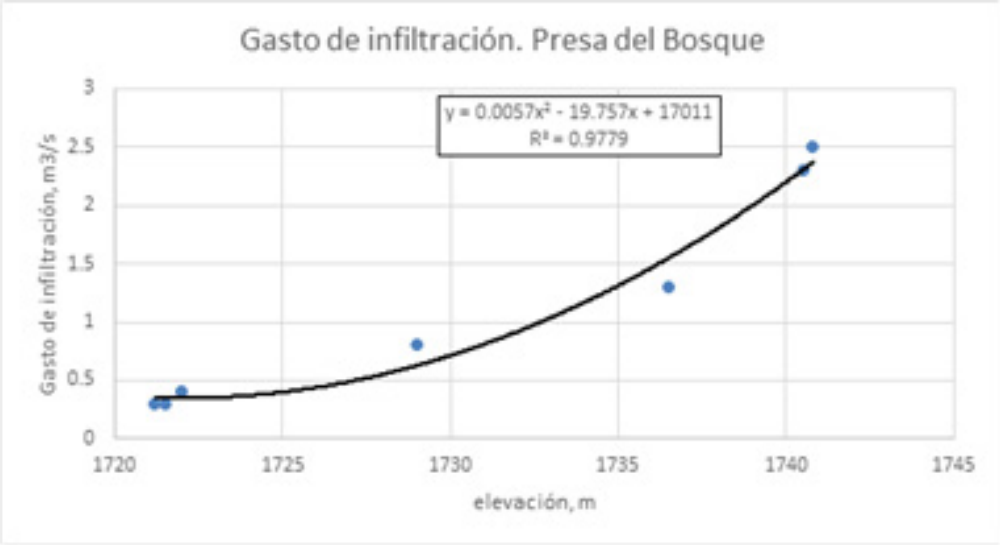


Figura 7.- Gasto por infiltración en la Presa del Bosque

Salida en los embalses por extracción

Estos volúmenes por extracción en los embalses se obtuvieron a través de los reportes del funcionamiento de los embalses de CONAGUA.

También hay extracción en los canales de trasvaso para fines agrícolas. Estás extracciones son clandestinas por lo que no hay datos oficiales. Para fines de este trabajo se consideraron en 1.4 m^3/s en los tramos que unen a la presa Tuxpan con la presa El Bosque y el tramo de la presa El Bosque a la presa Colorines.

Salida en los embalses por vertido

Estos volúmenes se obtuvieron al simular el funcionamiento de los embalses. Algunos vertidos salen de la cuenca mientras otros llegan a otros embalses, como se explicó anteriormente.

Funcionamiento hidráulico del Sistema Cutzamala

Subcuenca Tuxpan.

La presa derivadora Tuxpan tiene como afluentes los ríos Grande y Chiquito. Esta presa tiene poca capacidad de regulación por lo que se despreció para su capacidad dentro de las simulaciones. Esta presa deriva agua hacia la presa El Bosque por medio de un canal con capacidad de 19 m^3/s, en su trayecto alrededor de 2 m^3/s son extraídos de forma irregular e incontrolada para riego. Los gastos excedentes dentro de la presa, son derramados hacia el río Tuxpan.

Subcuenca El Bosque

A la presa El Bosque llegan los gastos derivados de la presa Tuxpan, y los ríos Zitácuaro, Garitas y el Oro, siendo el primero de ellos el más importante. En esta presa aparecieron filtraciones con una cota de 1720 en la margen derecha y para la cota 1732 aparecen infiltraciones en ambas márgenes. Se realizó un estudio de infiltraciones llegando a ser del orden de 8.5 m^3/s por lo que se recurrió a un tratamiento de inyección con el fin de reducir las infiltraciones llegando a valores entre 0.5 y 2.5 m^3/s (CFE, 1987).

Esta presa se conecta con la presa Colorines por medio de un canal con capacidad de 16 m^3/s y sus excedentes son vertidos hacia el río Zitácuaro.

Subcuenca Ixtapan del Oro

A esta presa derivadora llegan los escurrimientos del río Ixtapan del Oro, parte de su gasto se deriva hacia la presa Colorines y la otra parte se descarga hacia el río Ixtapan del Oro

Subcuenca Chilesdo-Colorines

La presa Chilesdo está en el cauce del río San José Malacatepec, además de recibir los gastos de su propia cuenca, recibe las descargas de la presa Villa Victoria. Tiene una capacidad instalada para bombeo de 3.5 m^3/s pero solo bombea, en promedio, 1 m^3/s. Los derrames de la presa van hacia la presa Tilostoc.

La presa Colorines recibe los aportes de las presas El Bosque e Ixtapan del Oro, así como parte de la presa Tilostoc a través de la estructura El Durazno. Esta presa tiene una capacidad de bombeo de 20 m^3/s que se conducen hacia la Planta Potabilizadora Los Berros.

Subcuenca Valle de Bravo

A esta presa de almacenamiento le llegan los gastos de los afluentes de los arroyos el Salto, el Molino, Santa Monica, González y Carrizal. De esta presa se conduce el agua por medio de bombeo a la Planta Potabilizadora Los Berros.

Subcuenca Villa Victoria

A esta presa le llegan los aportes de los ríos San Diego, la Compañía, el Ramal y el Molino. Esta presa deriva hacia la Planta Potabilizadora Los Berros y sus derrames van hacia la presa Chilesdo

Consideraciones sobre la simulación

La capacidad de conducción entre los embalses es la siguiente.

Tabla 4.- Capacidad de conducción en el SC

Conducto	Gasto, m^3/s
Canal Tuxpan-El Bosque	19.0
Canal El Bosque-Colorines	13.0-16.0
Canal Ixtapan del Oro-Colorines	2.0
Bombeo de Colorines	16
Bombeo Valle de Bravo	4
Descarga Villa Victoria	7.1
Bombeo Chilesdo	3.5

En cuanto a la presa Chilesdo y colorines, al momento de realizar este trabajo, no se cuenta con información para estimar los volúmenes de ingreso por cuenca propia y la participación de la presa Tilostoc. De momento se consideró que el ingreso tanto de la presa Chilesdo como en la presa Colorines es igual a los ingresos de la presa Ixtapan del Oro.

Consideraciones sobre la recuperación de agua en el sistema

Estas consideraciones se pueden agrupar en cuatro puntos

1. Tecnificación de riego, con esto se espera pasar de 1.4 m3/s a 0.7 m3/s.
2. Infiltraciones en la presa El Bosque. Se espera recuperar 0.2 m3/s.
3. Operación conjunta entre el sistema Cutzamala y los pozos del Valle de México. Actualmente el Sistema de Aguas de la Ciudad de México (SACMEX) solo recibe como gasto "firme" 14 m3/s. Es necesario que exista flexibilidad en la operación para cuando el SC tenga más agua la pueda conducir al ZMVM y se detenga la extracción de agua por pozos.
4. El retrolavado de la Planta Potabilizadora los Berros utiliza alrededor de 2.5 m3/s por problemas con algas en la presa Villa Victoria. Algunas estimaciones indican que este gasto de retrolavado se puede reducir a 0.5 m3/s.

RESULTADOS

En la siguiente tabla se muestra la comparación de gastos medidos y estimados en los cauces y embalses.

Tabla 5.- Resultado de los gastos medidos y estimados en los cauces del SC

Estación	Periodo de registro		Periodo de calibración			Periodo de estimación	
	Años	Gasto m^3/s	Años	Gasto medido m^3/s	Gasto estimado m^3/s	Años	Gasto m^3/s
Río Grande	1946-1977, 1981, 1983-1994,1996-1998,2003-2004,2006-2009	6.5	1955 1958 1959 1975	10.1 13.4 9.4 8.7	10.1 9.6 7.6 8.4	1978-1980, 1982, 1995, 1999-2002, 2005	7.8
Río Chiquito	1947-1976,1983-1998, 2003-2004, 2006-2009	2.5	1955 1958 1959 1945	4.2 5.1 4.1 2.8	4.1 3.9 3.1 3.0	1978-1980, 1982, 1995, 1999-2002, 2005	2.2
Río Zitácuaro	1948-1977, 1981	4.0	1949-1977	3.9	3.9	1949-1977	3.8
Ixtapan del Oro	1946 – 1958 1954-1971, 1978-1979,1981-1985	1.1 1.4	1954-1958 1979	1.7 1.3	1.3 1.3	1958-1971, 1978-1979,1981-1985 1972-1977, 1980, 1986-2009	1.3[1] 1.0[2]

[1]gasto estimado por correlación, [2] gasto estimado por el modelo hidrológico.

Tabla 6.- Resultado de los gastos medidos y estimados en los embalses del SC

Presa	Periodo de registro		Periodo estimado	
	Años	Gasto m^3/s	Años	Gasto m^3/s
Villa Victoria	1952-1958	3.7	1952-1968	3.9[1]
			1946-1951, 1969-1982	3.5[2]
			1982-2009	4.2[3]
Valle de Bravo	1957-1958, 1962-1963, 1965	8.3	1948-1957, 1977-1979	7.7[4]
			1946-1947, 1959-1961,1964, 1966-1977, 1980-1987	6.5[5]
			1988-2009	6.3[3]

[1]gasto estimado por correlación con los ríos compañía y San Diego. [2]gastos estimados con correlación con el río Zitácuaro. [3]gastos estimados con el antifuncionamiento del embalse. [4]gasto estimado por correlación con los ríos El salto y El molino. [5]gastos estimados con correlación con el río Zitácuaro.

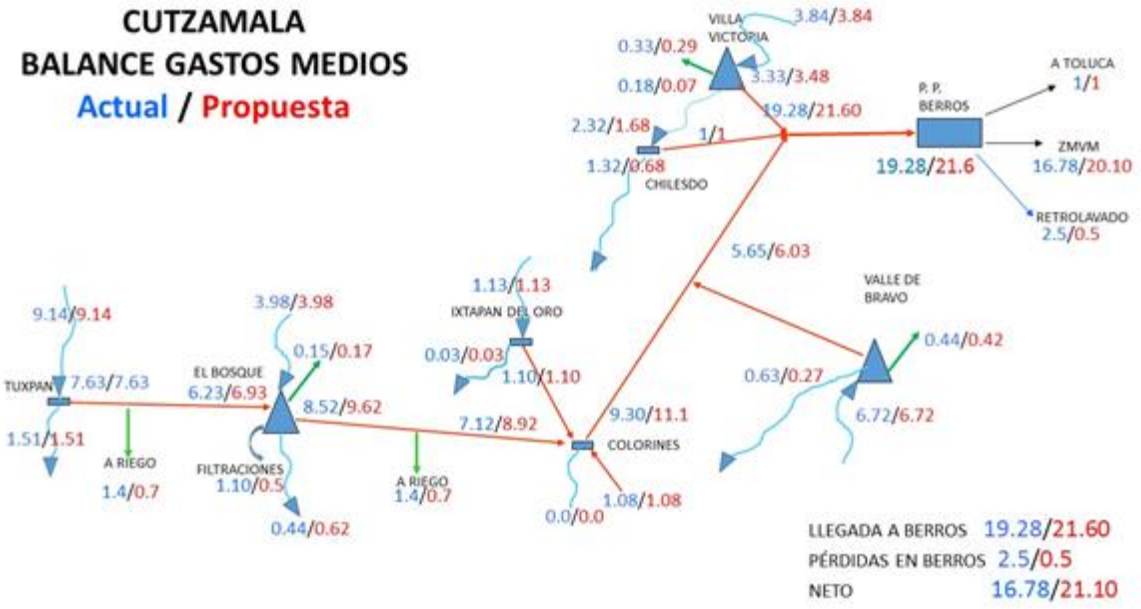


Figura 8.- Balance del Sistema Cutzamala

Con el manejo conjunto de los embalses con la operación de pozos en la Ciudad de México, así como la reducción en las extracciones e infiltraciones se puede recuperar en promedio 3.32 m3/s. La llegada a los berros tendría un rango que va de 12 a 24 m3/s.

Por el abasto de agua potable, La Comisión Nacional del Agua de México ha realizado estudios para importar agua de otras fuentes. Las principales fuentes estudiadas son Temascaltepec, Valle del Mexquital y Necaxa, las cuales dan gastos del orden de 4.5, 6.5 y 11.3 m3/s y costos anualizados de 900, 1,600 y 2,500 miles de millones de dólares (González et al, 2014).

CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

Al realizar los balances con las modificaciones propuestas para la recuperación de agua, se observa que en promedio se puede disponer del sistema 20 m3/s, es decir 4 m3/s más de lo que actualmente se dispone. Se observó que los gastos medios anuales varían de 12 a 24 m3/s, lo que implica operar los pozos para suplir el faltante en años secos y cerrarlos en años abundantes. Este aumento en la disponibilidad va encaminado a reducir la sobreexplotación del acuífero y sus consecuencias (hundimientos, fracturas, etc.)

Para está recuperación no se requiere grandes inversiones adicionales a los de operación y mantenimiento del sistema, solo la operación conjunta entre el Sistema Cutzamala y los pozos.

Para que esta operación sea posible es imprescindible que la red de agua potable esté en condiciones de operar eficientemente, ya que en caso contrario el volumen adicional solo servirá para alimentar a las fugas.

Si se realizan obras para los vertidos de la presa Tuxpan (ampliar la capacidad del canal) se podría obtener aproximadamente 0.7 m3/s más de agua.

REFERENCIAS

Aparicio F. (2004). "Fundamento de Hidrología superficial", Ed. Limusa, México.

BANDAS, (2017),
http://www.conagua.gob.mx/CONAGUA07/Contenido/Documentos/Portada%20BANDAS.htm

Campos D. 2(007). "Estimación y aprovechamiento del escurrimiento", México.

Capella, A., Vega, E., Herrera, L., (2008). "Programa a largo plazo para el abastecimiento de agua potable a la Zona Metropolitana del Valle de México". Instituto de Ingeniería, UNAM. México.

CFE. (1987). "Informe del análisis del comportamiento de la Presa Del Bosque, Michoacán". Subgerencia de Ingeniería Experimental. México

CLICOM. (2017) http://clicom-mex.cicese.mx/

CONAPO,(2017) http://www.conapo.gob.mx/es/CONAPO/Proyecciones_Datos

Cruickshan C. (1996) "Some examples simple rainfall-rainoff models with dynamics parameters identification", *XI International Conference of Computational Methods in Water Resources*, Cancún México

González F., Carrillo J., Carvajal J. y Olivier C. (2014) "Evaluación socio-económica de tres nuevas fuentes de abastecimiento de agua a la ciudad de México". *XXV Congreso Latinoamericano de Hidráulica*, Santiago, Chile.

Instituto de Ingeniería, UNAM. (2015). "Consideraciones sobre el sistema Cutzamala", UNAM, México

INE (2009) "Priorización y recomendaciones de acciones de conservación en las subcuencas del sistema Cutzamala", Dirección de manejo integral de cuencas. Dirección general de investigación de ordenamiento ecológico y conservación de ecosistemas. México

Liemberger Brothers K., Lambert A., Rizzo A., Waldron T. (2007). "Water Loss Performance Indicators". *IWA International Specialised Conference 'Water Loss 2007'*, Bucharest, September 2007. Conference Proceedings (3 vols) ISBN 978-973-7681-24-9; Session B2 of Volume 1

SEMARNAT (2009). "Estadísticas del agua", México.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

HIDROGRAMAS DE DISEÑO OBTENIDO CON ANÁLISIS DE ESCURRIMIENTOS Y DE PRECIPITACIONES EN CUENCAS DE MÉXICO

Hernández Hernández Adam; Arganis Juárez Maritza L; Carrizosa Elizondo Eliseo; Pavón Ibarra Ivonne.

Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México

AHernandezHe@iingen.unam.mx; MArganisJ@iingen.unam.mx; ECarrizosaE@iingen.unam.mx; IPavonI@iingen.unam.mx.

RESUMEN:

Este estudio compara los Hidrogramas de diseño para los periodos de retorno de 10, 20, 50 y 100 años para distintas cuencas de México, que se obtuvieron mediante dos análisis, uno de gastos medidos (método del Instituto de Ingeniería de la UNAM) en estaciones hidrométricas y la otra mediante la relación lluvia-escurrimiento con la precipitación registrada en las estaciones climatológicas que tuvieran influencia en la zona de estudio.

Con el método del Instituto de Ingeniería UNAM, se obtiene un hidrograma de diseño a partir de los registros de gastos medios diarios, posteriormente con un análisis de gastos máximos instantáneos se calcula el gasto pico para el hidrograma conservando el volumen de escurrimiento.

Las relaciones lluvia-escurrimiento trasforman la precipitación en escurrimiento, permiten estimar los gastos de diseño en zonas carentes de información hidrométrica. Este documento estima el gasto pico de diseño con ambos análisis y se comparan los resultados.

ABSTRACT:

This study compares the design Hydrograms for the return periods of 10, 20, 50 and 100 years for different basins of Mexico, which were obtained through two analyzes, one of measured flows (method of the Engineering Institute of UNAM) in hydrometric stations and the other by means of the rain-runoff relationship with the precipitation registered in the climatological stations that had influence in the study area.

With the method of the Engineering Institute of UNAM, a design hydrograph is obtained from the daily average expenditure records, then with an analysis of instantaneous maximum flows, the peak cost for the hydrogram is calculated, conserving the volume of runoff.

Rain-runoff relationships transform precipitation into runoff, allowing design flows to be estimated in areas lacking hydrometric information. In this paper, the peak design is estimated with both analyzes and the results are compared.

PALABRAS CLAVES: Hidrograma, gastos de diseño, hietograma, periodo de retorno, método del Instituto de Ingeniería UNAM.

INTRODUCCIÓN

Uno de los objetivos más importantes de la ingeniería hidrológica es la obtención de la avenida de diseño, para ello, es indispensable elaborar estudios hidrológicos que estén sustentados por información hidrométrica y climatológica confiable y suficiente, además de aplicar metodologías probadas que permitan comparar resultados entre sí. Las avenidas (gastos) son escurrimientos que pueden ser naturales, como los que son consecuencia de eventos de tormentas, derretimiento de depósitos de nieve (glaciares) o de lluvias ocasionadas por ciclones; pero también pueden ser inducidas por el hombre, ante la adecuada o inadecuada operación de una obra hidráulica. Cuando los escurrimientos presentan condiciones extremas importantes de manera excesiva, pueden ocasionar desbordamiento en los ríos provocando inundaciones en las poblaciones cercanas; dando como resultado pérdidas de vidas humanas, pérdidas de vida silvestre, daños a la agricultura y a la industria; dichas catástrofes generan problemas serios en el ámbito socioeconómico. Para disminuir el riesgo de su ocurrencia, el ingeniero es el encargado de diseñar y construir obras hidráulicas de control que permitan almacenar el agua en exceso, a fin de disponer de ella en forma regular o diseñar obras de protección (Alvarado, 1993), (Aparicio, 2013).

La información hidrológica necesaria para la obtención de la avenida de diseño consiste en registros de la variación del gasto respecto al tiempo (hidrograma), así como registros de la variación en el tiempo de las alturas de lluvia (hietograma) en la cuenca que drena hacia el sitio de interés.

En la literatura relacionada con el cálculo de avenidas de diseño generalmente se conocen dos métodos que se utilizan con mayor frecuencia en el mundo. Uno de ellos es el método estadístico y por otro lado los métodos hidrometeorológicos o también llamados de relación lluvia-escurrimiento. Los métodos estadísticos describen el comportamiento de los gastos picos ocasionados por una avenida, dichos gastos quedan registrados en una estación hidrométrica. Estos registros de gastos se comportan como fenómenos aleatorios de tipo continuo. Los métodos hidrometeorológicos se desarrollan en dos pasos: cálculo de la tormenta de diseño, que a su vez, se transformará en la avenida mediante un modelo de relación lluvia-escurrimiento (Monsalve, 1999).

En el presente trabajo se realizó una comparación entre un análisis de escurrimientos aplicando el Método del Instituto de Ingeniería a las estaciones hidrométricas seleccionadas y un análisis de precipitación con los datos de estaciones climatológicas dentro de las cuencas y las que tienen influencia en los alrededores mediante un análisis estadístico, alimentando al software libre HEC-HMS (Sistema de Modelado Hidrológico desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica, por sus siglas en inglés), (US Army Corps of Engineers, 2013) para la relación lluvia-escurrimiento.

El objetivo principal de este estudio es la determinación de los hidrogramas de diseño para los periodos de retorno de 10, 20, 50 y 100 años, calculado con el análisis de gastos mediante el Método del Instituto de Ingeniería comparando este con el obtenido utilizando datos de precipitación y un modelo concentrado lluvia escurrimiento, para cinco cuencas distribuidas en México.

En la República Mexicana existe información de lluvias diarias medidas en más de 5000 estaciones; el análisis de estos registros muestra que en muchas estaciones los datos disponibles son escasos, de manera que los análisis estadísticos que se realicen no resultan confiables (Domínguez, 2015).La información de registros de gastos los proporciona el Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales BANDAS de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) y los datos de precipitación se obtienen del Servicio Meteorológico Nacional a cargo también de la CONAGUA.

GENERALIDADES

Para realizar los análisis correspondientes de gastos y la obtención de su hidrograma, además de la tormenta de diseño para realizar la relación lluvia-escurrimiento, se escogieron 5 estaciones hidrométricas distribuidas en el territorio mexicano, trazando sus correspondientes cuencas para tener las estaciones climatológicas que tienen influencia en dicha zona.

En la tabla 1 se presentan las estaciones hidrométricas seleccionadas para el estudio y en la Figura 1 se muestra su ubicación en la República Mexicana.

Tabla 1.- Estaciones hidrométricas de estudio

Clave	Nombre de la estación hidrométrica	Cuenca	Estado
11027	"El Saltito"	Río Mezquital	Durango
20016	"Quetzala"	Río Ometepec	Guerrero
24275	"El Moral (paso de las mulas)"	Río Bravo	Coahuila
26057	"Totolica"	Lago de Texcoco	Estado de México
28015	"Cuatotolapan"	Río Papaloapan	Veracruz

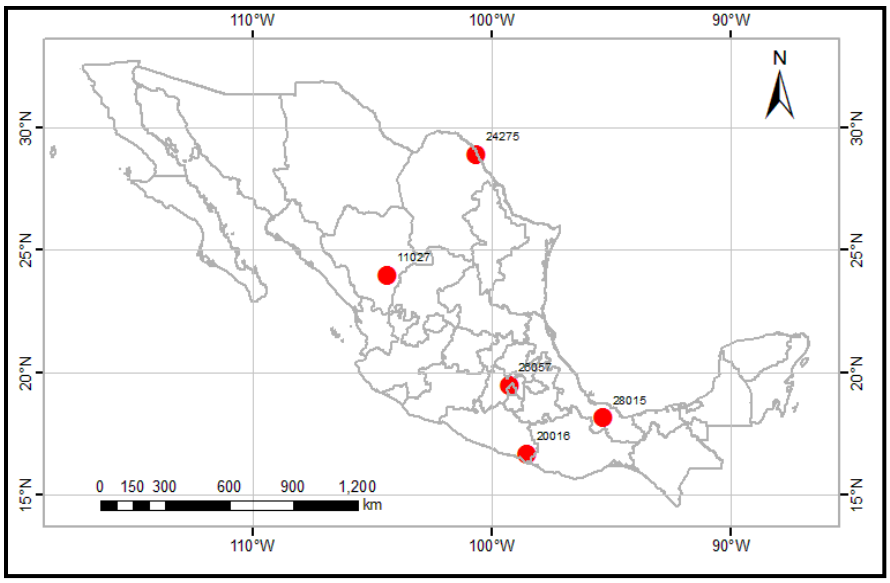


Figura 1.- Mapa de la República Mexicana, ubicación de las estaciones hidrométricas de estudio.

Descripción de las zonas de estudio

Estación 11027 El Saltito: La estación hidrométrica 11027 con nombre "El Saltito" se encuentra ubicada en la región hidrológica número 11, en la parte centro-norte de México, en el estado de Durango, dentro de la cuenca del Río Mezquital, corriente del río Durango. Localizada en la longitud 104°19'36'' y latitud 23°58'37'' con un área drenada aproximada de 11,942 km^2.
La estación está ubicada sobre el río Durango, aproximadamente a 35 km aguas abajo de la intersección de los ríos de La Sauceda y El Tunal; 25 km aguas abajo de la confluencia del río Santiago con el río de La Sauceda.

Estación 20016 Quetzala: La estación hidrométrica 20016 con nombre "Quetzala" se encuentra ubicada en la región hidrológica 20 cerca de la parte de la costa del Pacifico sur de la República Mexicana en el Estado de Guerrero, dentro de la cuenca del Río Quetzala, por eso el nombre, en la corriente del río Ometepec. Localizada en la longitud 98°30'05'' y latitud 16°39'27'' con un área drenada aproximada de 1,939 km^2, La estación se encuentra situada en el estado de Guerrero, municipio de Ometepec, sobre el puente de la carretera que va de Acapulco a Puerto Escondido y en las inmediaciones del poblado de Talapilla, unos 10 Km antes de la confluencia del río Quetzala con el río Santa Catarina.

Estación 24275 El Moral (Paso de las Mulas): La estación hidrométrica 24275 con nombre "El Moral" se encuentra ubicada en la región hidrológica 24 cerca de la frontera Norte con Estados Unidos en el Estado de Coahuila, dentro de la cuenca del Río San Rodrigo, en la corriente del Río Bravo. Localizada en la longitud 100°37'56'' y latitud 28°53'50'' con un área drenada aproximada de 2,366 km^2.

Estación 26057 Totolica: La estación hidrométrica "Totolica" clave 26057 se encuentra ubicada en la región hidrológica 26 en la zona centro de la República Mexicana, dentro de la cuenca del Lago de Texcoco, en la corriente del río Totolica. Localizada en la longitud 93°14'38'' y latitud 19°27'53'' con un área drenada aproximada de 24 km^2 siendo la más pequeña de las cuencas de estudio de este trabajo.

La estación se encuentra 4.0 Km aguas abajo de la cortina de la presa Totolica, así como 1.5 Km al Oeste del centro de la población de San Bartolo Naucalpan en el municipio de este nombre, en el Estado de México.

Estación 28015 Cuatotolapan: La estación "Cuatotolapan" clave 28015se encuentra ubicada en la región hidrológica 28 en la zona sur del país, la estación se encuentra en el estado de Veracruz, su cuenca abarca tanto parte del estado de Veracruz y parte de Oaxaca, cuenca Rio San Juan, en la corriente del Río Papaloapan. Localizada en la longitud 95°19'42'' y latitud 18°08'38'' con un área drenada aproximada de 1,939 km^2. La hidrométrica Cuatotolapan se encuentra ubicada en el estado de Veracruz y su cuenca abarca parte de la zona norte de Oaxaca.

METODOLOGÍA

Análisis de escurrimientos; Método del Instituto de ingeniería alternando bloques

A partir de la obtención de un registro histórico de gastos medios diarios proporcionado por el Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales (BANDAS), se emplea el método del Instituto de Ingeniería de la UNAM y un procedimiento de bloques alternos para dar forma y pico a los hidrogramas de diseño correspondientes a los diferentes periodos de retorno propuestos.
El objetivo de este método es la estimación de avenidas de diseño para distintos periodos de retorno a través de un análisis probabilístico de los gastos máximos de todos los años de registro (Vázquez, 1995). Este método permite la obtención del hidrograma de diseño a partir del análisis de los gastos medios diarios históricos que se tengan, determinando los gastos medios diarios máximos anuales asociados a distintas duraciones para un determinado periodo de retorno como se puede observar en la Figura 2.

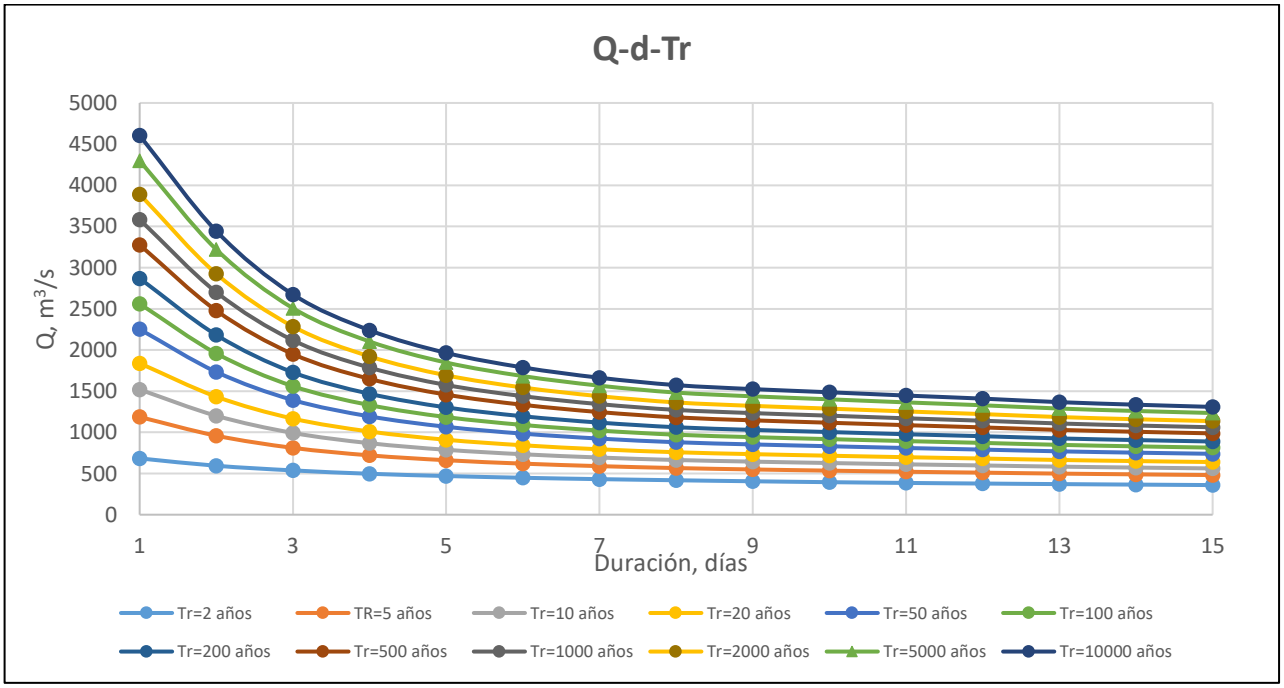


Figura 2.- Gráfica Gasto-duración-periodo de retorno

En un año el gasto máximo asociado a la duración de un día corresponde al valor máximo de escurrimiento que se presentó en el registro del año, este valor es el gasto medio máximo anual. Para el cálculo de los gastos medios máximos asociados a una duración igual o superior a dos días se realiza para cada año de registro, el promedio para n días consecutivos según la duración. Se puede simplificar mediante la siguiente expresión:

$$\overline{Q_k^n} = \frac{\sum_k^{(k+n-1)} Q_k^1}{n} \qquad [1]$$

Donde

n Duración, en días.

k Contador, indica el día en que inicia el lapso de duración n.

$\overline{Q_k^n}$ Gasto medio máximo asociado a la duración n.

Q_k^1 Gasto medio diario en el día k, es el dato del registro.

Para las duraciones, se estudiaron los 5 valores máximos en los registros históricos por estación y se notó la tendencia graficando los hidrogramas de estos 5 eventos, realizando un promedio en su tiempo base; se presenta la tabla resumen para los tiempos base estimada en cada estación hidrométrica.

Tabla 2.- Tiempo base para las estaciones hidrométricas

Clave	Nombre de la estación hidrométrica	t base [días]
11027	El Saltito	23
20016	Quetzala	15
24275	El Moral (Paso de las Mulas)	20
26057	Totolica	15
28015	Cuatotolapan	25

Obtenidos los valores de los gastos medios máximos correspondientes a las distintas duraciones se procedió a realizar su análisis de frecuencias con ayuda del software AX.

Con los valores extrapolados a los periodos de retorno deseados, se procede a la construcción del hidrograma, que se determina en forma regresiva con los gastos diarios a partir del concepto de gasto medio.

Para dar la forma al hidrograma de la avenida se utiliza el método de alternar bloques, el cual consiste en colocar el valor máximo obtenido en el centro del hidrograma e ir alternando los demás valores adelante y atrás del primer valor como se muestra en la siguiente Figura 3.

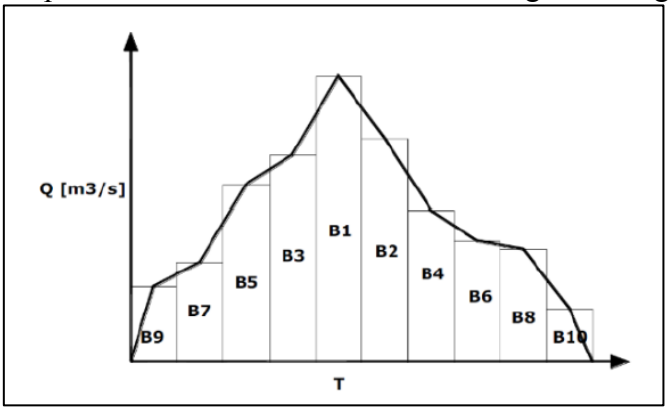


Figura 3.- Acomodo de bloques alternos.

Se realizó el análisis estadístico de los gastos máximos instantáneos mediante su análisis de frecuencias para el mejor ajuste en la función de distribución y obtener el gasto asociado al periodo de retorno correspondiente. Con este valor calculado se da magnitud al pico del hidrograma, ya que es el valor máximo estimado y es colocado al centro, recalculando las ordenadas de los tres días

centrales, conservando el volumen que se obtuvo en estos tres días, tomando ya en cuenta el valor pico calculado.

Análisis de precipitaciones

Para el análisis de precipitación se seleccionaron las estaciones climatológicas que se ubican dentro de las cuencas de las estaciones hidrométricas con datos de registro igual o mayor a 20 años.

Se obtuvo una precipitación media para cada cuenca aplicando el método de los polígonos de Thiessen a las extrapolaciones de los registros máximos de cada estación, es decir, de los registros de cada estación, se calculó la precipitación máxima acumulada en 24 horas que se presentó en el año correspondiente y a esa serie de lluvias máximas anuales se le realizó un análisis de frecuencia.

Mediante los factores de convectividad R (Baeza, 2007) y relaciones K (Domínguez, 2017) obtenemos hietogramas de diseño, convirtiendo la precipitación de 24 horas a alturas de precipitación a cada hora.

El mapa de factores de convectividad fue modificado por el Instituto de Ingeniería para obtener valores recomendables de acuerdo con la zona en que se encuentre ubicada la zona de estudio (Figura 4).

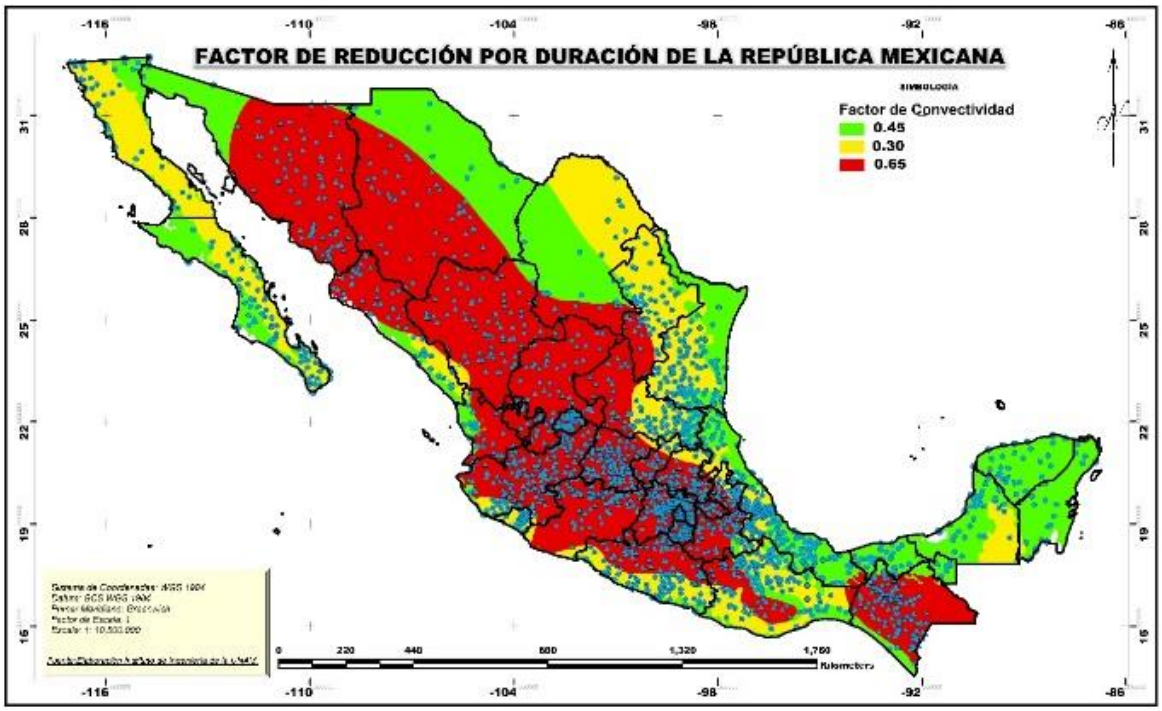


Figura 4.- Mapa Factor de reducción por duración de México

Mediante el mapa, se localiza la zona de los Estados Unidos Mexicanos donde se encuentra la cuenca de aporte, trazada a partir de la estación hidrométrica y se aplica el factor R, que es la relación de la precipitación correspondiente a una hora de duración entre la altura de precipitación de 24 horas del mismo periodo de retorno T.

$$R = {P_1^T}/{P_{24}^T} \qquad [2]$$

Para calcular las alturas de precipitación con duración de 2 hasta 24 horas, se utilizó la Tabla 3 de relación K, que está en función del valor de convectividad y la duración en minutos, con dicha relación podemos obtener precipitaciones desde 10 hasta 1440 minutos (un día), por lo tanto el factor K se define como:

$$K = {P_d^T}/{P_1^T} \qquad [3]$$

Tabla 3.- Factor K en función de la duración con el factor de convectividad

d [min]	d [hrs]	K		
		R=0.30	R=0.45	R=0.65
10	0.17	0.432	0.462	0.487
30	0.50	0.745	0.783	0.816
60	1.00	1.000	1.000	1.000
120	2.00	1.317	1.225	1.151
180	3.00	1.538	1.363	1.226
240	4.00	1.715	1.465	1.275
300	5.00	1.865	1.547	1.311
360	6.00	1.997	1.616	1.339
900	15.00	2.804	1.999	1.473
1440	24.00	3.333	2.223	1.539

Al multiplicar el factor K correspondiente a la duración deseada, encontramos la precipitación acumulada, por lo que dependiendo del Δt propuesto, se encuentran las diferencias entre las alturas de precipitación formando el hietograma de diseño.

Relación lluvia-escurrimiento

Los modelos paramétricos consideran las variables aleatorias y no aleatorias del fenómeno, es decir, tienen una componente determinística o física y una componente estocástica (aleatorio), por lo que hacen una mejor representación de la realidad. Ya que un fenómeno hidrológico tiene variables aleatorias y variables conocidas, el modelo más utilizado es el modelo paramétrico. Los modelos paramétricos se dividen en concentrados o agregados, y en distribuido.

Para este trabajo se utiliza un análisis de parámetros concentrados, estos modelos tratan a la cuenca como una sola entidad, tomando una sola entrada (lluvia) y a sus características como homogéneas en toda su área. No consideran datos de variabilidad espacial de la precipitación o de los parámetros del modelo.

Para la obtención de la relación lluvia escurrimiento se utilizó el software libre HEC-HMS; es un software que calcula el hidrograma que se produce en una cuenca si se le alimenta de información fisiográfica y datos de precipitación. El programa procesa la información en 4 procesos principales: *Canopy, Surface, Loss* (separación de la precipitación neta), *Transform* (calcula el escurrimiento directo), *Baseflow* (suma el escurrimiento base, solo si es considerado) y *Routing* (calcula la evolución del hidrograma, trásito).

El software tiene programado varias modelaciones para la obtención de la precipitación efectiva o de la pérdida, así también para la transformación de la precipitación a escurrimiento, sin embargo en el presente trabajo se utilizó el modelo de pérdida del *Soil Conservation Service* (Servicio de conservación de suelos, SCS por sus siglas en inglés) número de curva para las pérdidas y el modelo del Hidrograma Unitario para la transformación.

Para comprobar los resultados que se obtiene del HEC-HMS, se empleó el Hidrograma Unitario sintético de forma Triangular (HUT) desarrollado por Mukus, el cual calcula el gasto pico mediante la geometría de la misma, como se muestra en la Figura 5; del análisis de varios hidrogramas se propone que el tiempo base se obtiene con la siguiente relación entre el tiempo pico (Aparicio, 2013):

$$t_b = 2.67\, t_p \qquad [4]$$

$$q = \frac{0.555\, A}{t_b} \qquad [5]$$

Donde

A	Área de la cuenca, en km	t_b	Tiempo base, en horas
q	Gasto unitario, $m^3/s/mm$	t_p	Tiempo pico, en horas

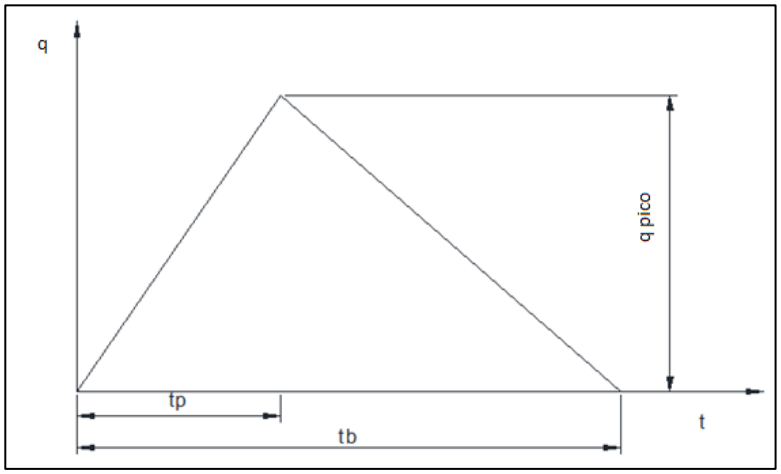


Figura 5.- Hidrograma Unitario Triangular

De los hietogramas de diseño, se multiplica la precipitación efectiva de cada barra por el hidrograma unitario y mediante la superposición de tormentas se obtiene el hidrograma de diseño.

APLICACIÓN Y RESULTADOS

Las cuencas de las estaciones hidrométricas cuentan con las siguientes propiedades fisiográficas como el área, tiempo de concentración y el número de curva promedio (NC), además de obtener el tiempo pico y el tiempo de retardo para el uso del HEC-HMS y el HUT, en la tabla 4 se presenta un resumen de las características para realizar los análisis.

Tabla 4.- Propiedades fisiográficas de las cuencas de las estaciones

Clave	Nombre de la estación	Área [km^2]	Tc [h]	NC promedio	delta t [h]	Tp [h]	Tb [h]
11027	EL SALTITO	11,942	64	69	20	48	129
20016	QUETZALA	1,939	10	72	3	8	20
24275	EL MORAL (PASO DE LAS MULAS)	2,366	22	65	8	17	46
26057	TOTOLICA	23	2	77	1	2	5
28015	CUATOTOLAPAN	6,345	24	78	8	18	49

De los registros de gastos medios diarios se realizó el análisis de frecuencia para cada estación, el mejor ajuste de distribución para realizar las extrapolaciones que se presentó en todas las estaciones fue la función Gumbel. Por cuestiones de espacio se presentarán resultados de solo una estación, la estación Quetzala.

La estación hidrométrica Quetzala cuenta con registros de gastos medios diarios del año de 1959 hasta el año de 2005, sin embargo con una discontinuidad de datos, un bloque vacío correspondiente a los años que van de 2002 a 2004. La duración que se propone es de n=15 días para el tiempo base para los escurrimientos. Los resultados de las extrapolaciones correspondientes a los periodos de retorno se muestran en la tabla 5 y se observa la tendencia de estos en la Figura 6.

Tabla 5.- Gastos extrapolados para distintas duraciones, Quetzala.

Duración	Gastos [m^3/s]			
Días/Tr	10 años	20 años	50 años	100 años
1	1176.65	2538.39	3212.19	3633.77
2	1158.79	1714.13	2371.66	2839.8
5	783.23	1016.06	1379.15	1637.8
12	654.84	728.92	811.66	870.5
14	628.98	684.19	745.99	790.46
15	608.72	661.08	722.22	766.38

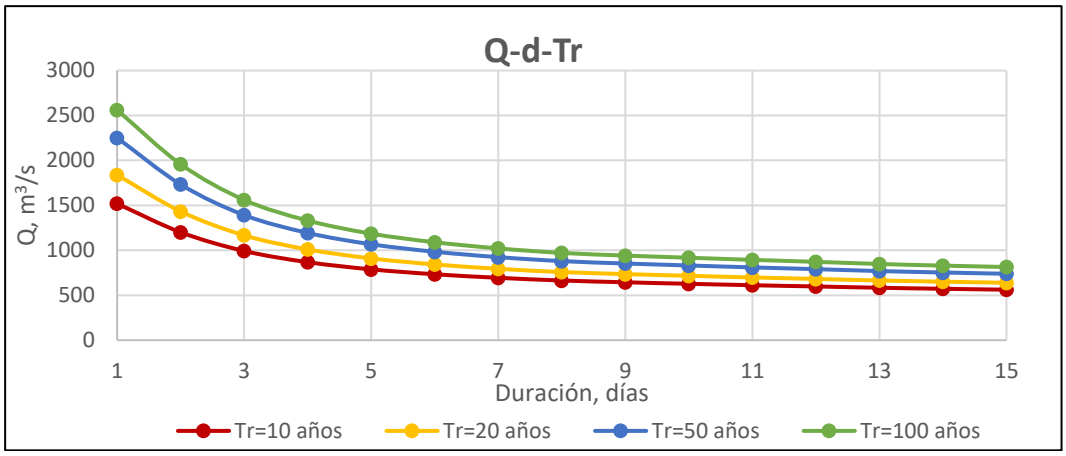


Figura 6.- Curvas Gasto- duración-periodo de retorno, Quetzala.

De los valores calculados, procedemos a calcular la avenida de diseño para cada periodo de retorno con un incremento en días aplicando el método de alternación de bloques para los gastos individuales del Método del Instituto de Ingeniería, los resultados se muestran en la Tabla 6 para el periodo de 50 años, de forma análoga se realizó el cálculo para los demás periodos de retorno.

Tabla 6.- Valores de los Gastos Individuales para la formación del hidrograma, Quetzala

Días	Q [m³/s]	Q individual
1	2251.53	2251.53
2	1733.41	1215.29
3	1391.95	709.03
4	1193.71	598.99
5	1067.46	562.46
6	984.08	567.18
7	924.16	564.64
8	879.98	570.72

Días	Q [m3/s]	Q individual
9	853.32	640.04
10	831.45	634.62
11	809.95	594.95
12	790.53	576.91
13	769.42	516.10
14	753.29	543.60
15	739.21	542.09

Se consideraron también los gastos máximos instantáneos para ajustar una función de distribución y encontrar el gasto pico que se pueda presentar a los periodos de retorno correspondientes, estos valores se resumen en la Tabla 7.

Tabla 7.- Gastos máximos instantáneos extrapolados

Tr [años]	Q [m3/s]
10	1945.77
20	3829.37
50	4038.38
100	4162.74

Para construir el hidrograma se procede a alternar bloques, poniendo el gasto máximo que se presentó en el día 1 al centro, a la derecha la correspondiente al día 2, a la izquierda el del día 3 y así sucesivamente para cada periodo de retorno (véase Figura 7 A) . Posteriormente con el gasto extrapolado de los máximos instantáneos se recalcula las ordenadas de los días centrales, conservando el volumen escurrido (véase Figura 7 B).

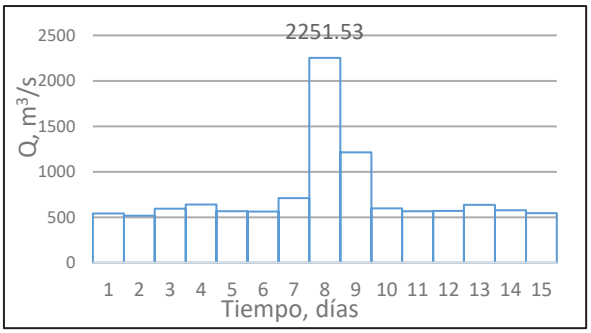


Figura 7 A.- Bloques alternos

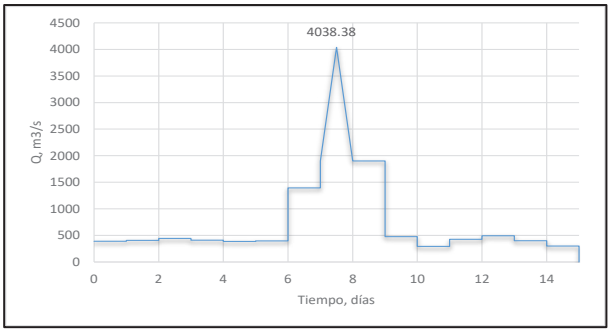


Figura 7 B.- Considerando gasto máximo instantáneo

En la aplicación del análisis de precipitación, se encontraron las estaciones climatológicas eliminando aquellas que carecían de registros suficientes, obteniendo mediante los polígonos de Thiessen una lluvia promedio de las extrapolaciones realizadas a cada estación climatológica (hp a 24 horas de duración). Con el mapa de Factor de reducción por duración de la República Mexicana (Figura 4), la estación "Quetzala" se encuentra ubicada en la zona con factor de convectividad de 0.3; por lo que aplicando el factor se tiene que en una hora llovió el 30% de la precipitación total, como se muestra en la Tabla 8.

Tabla 8.- Altura de precipitación aplicando el factor de convectividad, Quetzala.

Tr [años]	hp (24 horas) [mm]	Factor de convectividad	hp (1 hora) [mm]
10	171.40	0.3	51.42
20	187.22	0.3	56.17
50	208.95	0.3	62.68
100	225.82	0.3	67.75

Aplicando el factor K (Tabla 3) para las distintas duraciones de 2 a 24 horas, se procede a calcular el hietograma de diseño, de igual manera se utiliza bloques alternos para tener la forma del hietograma. El hietograma de diseño para el caso de 50 años de periodo de retorno en la estación Quetzala se muestra en la Figura 8.

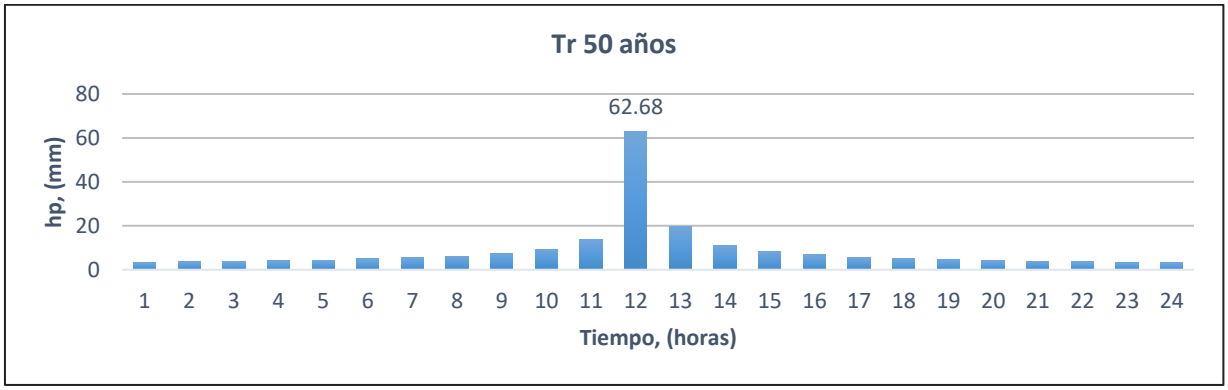


Figura 8.- Hietograma de diseño aplicando la relación K.

Con la lluvia de diseño se procede a utilizar el HEC-HMS y el HUT para convertirla en escurrimiento; el primero arroja los siguientes resultados mostrados en la figura 9.

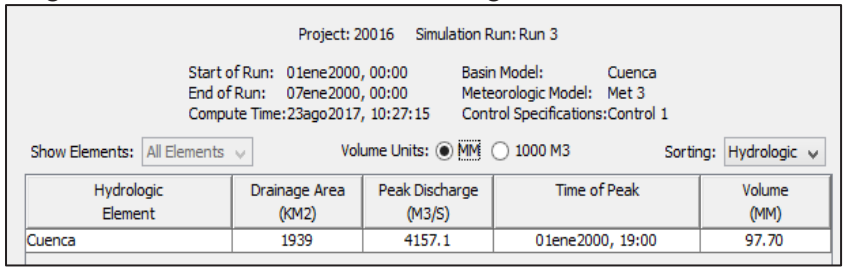


Figura 9.- Resultados obtenidos de HEC-HMS, Quetzala 50 años.

Y el hidrograma de salida que se produce es el que se presenta en la Figura 10.

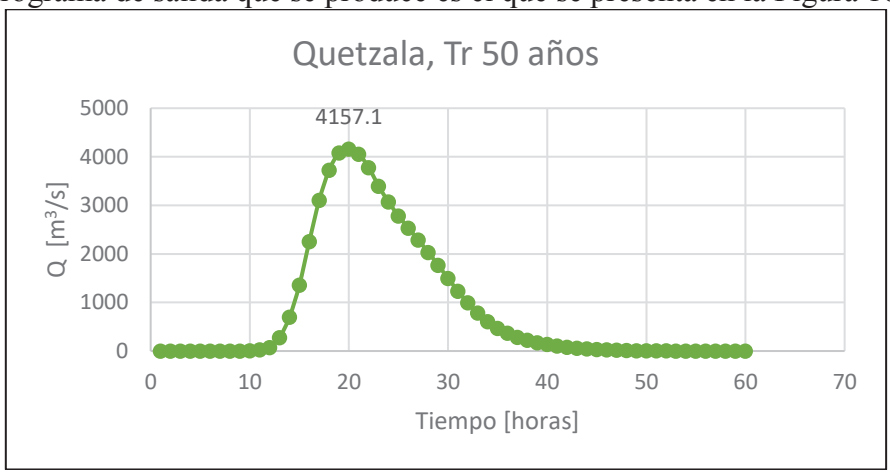


Figura 10.- Hidrograma de diseño obtenido con HEC-HMS

Mediante el HUT, se verifica el hidrograma que se obtuvo con el software, por lo que aplicando el mismo hietograma de diseño obtenemos el siguiente hidrograma, el cual es muy parecido en el gasto pico y forma al que arroja el HEC-HMS; el HUT para la cuenca de la estación Quetzala se muestra en la Figura 11 y en la Figura 12 es el Hidrograma de diseño para un Tr de 50 años mediante el Hidrograma unitario triangular.

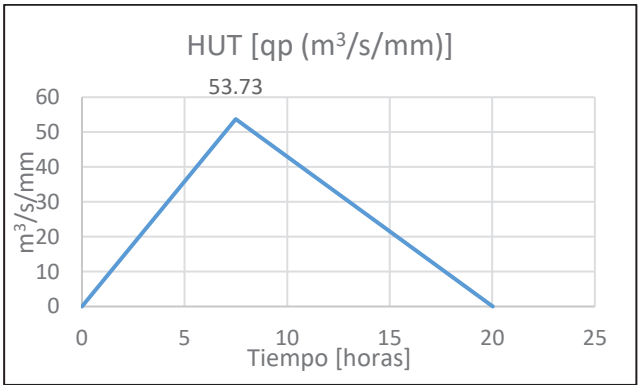


Figura 11.- Hidrograma unitario Quetzala.

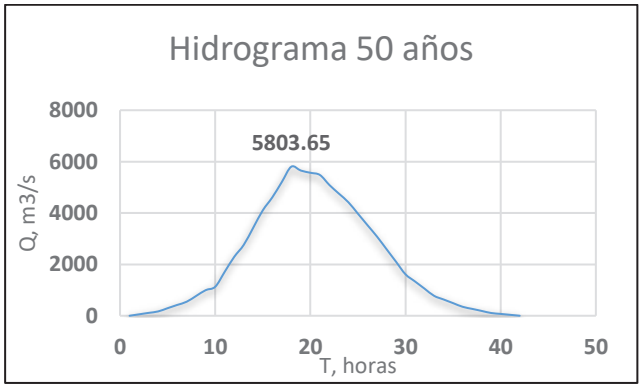


Figura 12.- Hidrograma de diseño, Tr 50 años.

En resumen, para la estación Quetzala del gasto de diseño obtenido con los métodos descritos se concentran en la Tabla 9.

Tabla 9.- Gastos pico de diseño, estación Quetzala.

QUETZALA			
Tr [años]	**Método del Instituto [m3/s]**	**HEC-HMS [m3/s]**	**HUT [m3/s]**
10	1,945.77	2,894.70	3,075.19
20	3,829.37	3,415.30	3,466.76
50	4,038.38	4,157.10	4166.72
100	4,162.74	4,750.60	4,618.66

Realizando la comparación entre métodos tenemos las distintas diferencias entre métodos:

Tabla 10.- Comparación entre métodos.

QUETZALA			
Tr [años]	M.I / HEC	M.I/HUT	HEC/ HUT
10	33%	37%	6%
20	12%	10%	1%
50	3%	3%	0%
100	12%	10%	3%

Los resultados para todas las estaciones estudiadas se presentan a continuación.

Tabla 101.- Resultados, El Saltito.

EL SALTITO			
Tr [años]	Método del Instituto [m3/s]	HEC-HMS [m3/s]	HUT [m3/s]
10	478.37	2255	2427.64
20	548.51	3241.9	3367.15
50	634.1	5523.2	5107.14
100	696.78	7161.7	6897.93

Tabla 122.- Resultados, Totolica.

TOTOLICA			
Tr [años]	Método del Instituto [m3/s]	HEC-HMS [m3/s]	HUT [m3/s]
10	33.55	25.6	25.44
20	38.08	40.7	38.59
50	43.66	87.7	67.80
100	47.77	129.2	100.01

Tabla 113.- Resultados, El Moral.

EL MORAL			
Tr [años]	Método del Instituto [m3/s]	HEC-HMS [m3/s]	HUT [m3/s]
10	1310.68	1928.2	1804.36
20	2017.01	2939.1	2537.77
50	2774.71	4167.6	3385.33
100	3308.76	5087.3	4934.63

Tabla 134.- Resultados, Cuatotolapan.

CUATOTOLAPAN			
Tr [años]	Método del Instituto [m3/s]	HEC-HMS [m3/s]	HUT [m3/s]
10	1878.82	10636	4573.53
20	2403.51	13436.9	6050.81
50	3646.12	17012.7	7823.08
100	4742.97	19661.4	9599.55

CONLCUSIONES

Los distintos métodos presentan grandes variaciones en la obtención de los gastos de diseño para los diferentes periodos de retorno, con los registros e información obtenidas en los sitios de estudio, esto depende principalmente de las características fisiográficas del área de aportación, además de que la información tanto hidrométrica como de las estaciones climatológicas carecen de buena calidad en sus registros. Sin embargo, el uso del software HEC-HMS para la obtención de los gastos de diseño es muy recomendable en las zonas donde no se cuenten con datos hidrométricos, tomando en cuenta que la lluvia y los parámetros, de uso y tipo de suelo, no son uniformes en toda el área de la cuenca.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alvarado, C. A. J. (1993). "Cálculo de Avenidas de Diseño para vertedores de presas de almacenamiento". Tesis de Maestría, DEPFI.UNAM.

Aparicio, M. F. (2013). "Fundamentos de Hidrología de Superficie". México.

Baeza, R. C. (2007). "Estimación regional de Factores de convectividad para el Cálculo de las Relaciones Intensidad - Duración – Frecuencia". México: Tesis de Maestría, UNAM.

Domínguez, M. R., Lozoya J., Arganis, J.M.L., Hincapié, L.C. (2017) "Manual de Diseño de Obras Civiles. Capítulo A.1.7 Precipitación." Comisión Federal de Electricidad, Ciudad de México, México. (En revisión final).

Monsalve, S.G. (1999). "Hidrología en la Ingeniería". Editorial Alfaomega, México.

Ramírez, L. (2011). "Actualización de las avenidas de diseño de las presas del río Grijalva". Tesis de licenciatura. UNAM.

Vázquez, C. (1995). "Procedimiento sistemático para el cálculo de la avenida de diseño en presas con gran capacidad de regulación". México: Tesis de maestría. UNAM.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

INCERTIDUMBRE EN EL CÁLCULO DEL ÍNDICE DE SEQUÍAS - SPI EN LA MACROCUENCA MAGDALENA-CAUCA, COLOMBIA

Carolina Vega-Viviescas, Erasmo A. Rodríguez
Grupo de Investigación en Ingeniería de los Recursos Hídricos (GIREH),
Universidad Nacional de Colombia Bogotá, Colombia
cvegav@unal.edu.co, earodriguezs@unal.edu.co

RESUMEN:

Colombia por su localización geográfica, es ampliamente afectado por fenómenos climáticos naturales asociados con períodos de sequías que generan importantes consecuencias en diferentes sectores. Empero, existen zonas del país con limitada información hidro-climatológica y por tanto inadecuada para el estudio de sequías.

Como una alternativa a las limitadas series in-situ, se evaluó el uso de dos reanálisis globales en la Macrocuenca Magdalena-Cauca - McMC (la más importante del país) para el estudio de sequías meteorológicas a través del cálculo del Índice Estandarizado de Precipitación (SPI).

El uso de varias bases de datos presenta una incertidumbre asociada al tamaño de las series y a su procedencia, que a su vez resulta en la incertidumbre de la evaluación de la sequía, por lo que es necesario conocer la confiabilidad o incertidumbre de los valores de SPI estimados. En este trabajo, se aplica la metodología basada en Bootstrap, para analizar el impacto de la incertidumbre del muestreo en la estimación de SPI y la evaluación de la sequía.

ABSTRACT:

Colombia, by its tropical location, is widely affected by natural climatic phenomena associated with droughts which can generate important consequences in different sectors. However, there are areas of the country with limited hydro-climatological information and therefore inadequate in the study of droughts.

As an alternative to the limited in-situ series, the use of two global reanalyses was evaluated in the Magdalena-Cauca macro-basin (the most important in the country) for the study of meteorological droughts through the calculation of the Standardized Precipitation Index (SPI).

The use of several databases presents an uncertainty associated with the size of the series and their origin, which in turn results in the uncertainty of the drought assessment, so it is necessary to know the reliability or uncertainty of the SPI values. In this paper, a Bootstrap-based methodology is applied to analyze the impact of sampling uncertainty on the estimation of SPI and the assessment of drought.

PALABRAS CLAVES: *Reanálisis globales, Índice estandarizado de precipitación (SPI), Análisis de incertidumbre, Bootstrap.*

INTRODUCCIÓN

Las sequías se definen como una deficiencia en la precipitación en relación con los valores esperados (es decir, los promedios de largo plazo). Cuando éstas se prolongan durante un largo período de tiempo, se manifiestan en la incapacidad de satisfacer las demandas de las actividades humanas y del medio ambiente (Hayes et al., 2010), es por esto que las sequías son consideradas como una de las amenazas de origen natural de estudio prioritario, representando en el siglo XX el mayor impacto económico de todos los peligros naturales (Mishra & Singh, 2011).

Una gran variedad de índices han sido propuestos en la literatura para describir las sequías, tales como el Índice de porcentaje de normalidad, Índice de severidad de sequía de Palmer, Índice de reconocimiento de sequía, Índice de deciles de precipitación e Índice de Precipitación y Evapotranspiración Estandarizado (Torres Rojas, 2017), entre muchos otros. Sin embargo, el Índice Estandarizado de Precipitación (SPI, por sus siglas en inglés) (Mckee et al., 1993) es uno de los más usados, ya que permite describirlas de forma sencilla a través de la diferencia de precipitación con respecto a la media y desviación estándar de un período específico, proporcionando así, un medio para analizar los períodos de sequía en diferentes escalas de tiempo. Adicionalmente a través de la Declaración de Lincoln (OMM, 2009), la Organización Meteorológica Mundial recomienda su uso como índice base de comparación de sequías global.

En las últimas décadas, se ha incrementado el uso de bases de datos complementarias a los datos observados, como el uso combinado de datos puntuales con información hidrometeorológica de reanálisis y derivada de sensores remotos. Con el objeto de analizar la incertidumbre en el cálculo del indicador, asociada con la incertidumbre de la precipitación utilizada, en este artículo se calcula el SPI en la Macrocuenca Magdalena-Cauca (McMC), el principal hidrosistema en Colombia, a partir de las series de precipitación observadas, y los datos de precipitación provenientes de dos productos de reanálisis.

Independientemente de la distribución estadística utilizada para el cálculo del SPI, los resultados tienen una incertidumbre asociada con la longitud y características de las series de precipitación evaluadas. Varios autores, han analizado la incertidumbre del SPI, teniendo en cuenta el efecto de la longitud de las series (Wu et al., 2005); usando simulaciones de Montecarlo (Cancelliere & Bonaccorso, 2009), entre otros. Sin embargo, en este estudio se implementa la metodología desarrollada por Hu et al. (2015) basada en el procedimiento Bootstrap y en la distribución muestral de los valores del SPI, que cuantifica la incertidumbre de los resultados en términos del sesgo e intervalos de confianza (IC).

CASO DE ESTUDIO

El área de estudio corresponde a la McMC, ubicada entre las cordilleras Occidental y Oriental de los Andes colombianos, por donde fluyen los ríos Cauca y Magdalena en dirección sur-norte, desde su nacimiento, a una altura de 3,685 msnm en el macizo colombiano, hasta su desembocadura en el Mar Caribe. Tiene una extensión de aproximadamente 257,000 km^2, aproximadamente 25% del territorio colombiano, y concentra alrededor del 80% de la población y las actividades económicas del país.

La McMC cuenta con alrededor de 2,670 estaciones meteorológicas operadas por el Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales (IDEAM), como se observa en la parte derecha de la Figura 1.

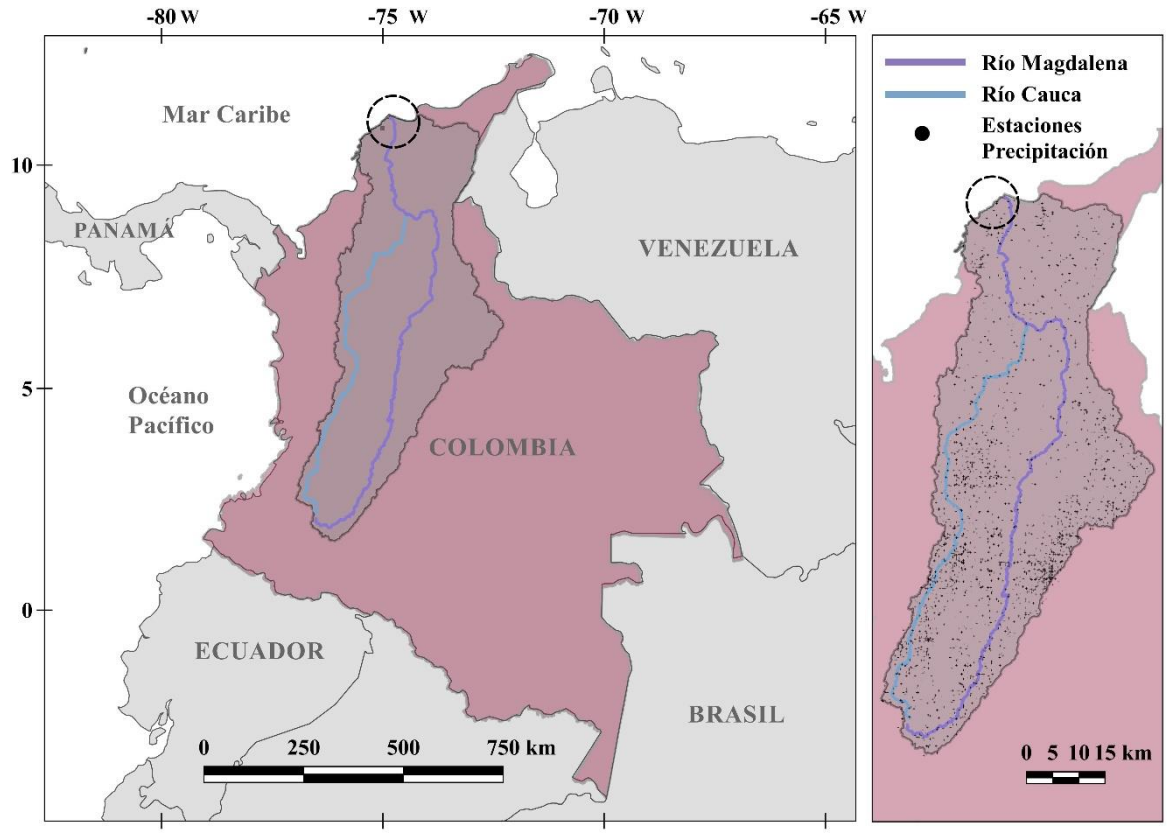


Figura 1.- Localización del caso de estudio**,** celda de muestra (círculo) y estaciones de precipitación.

INSUMOS DE PRECIPITACIÓN

Con el principal objetivo de validar el uso de reanálisis para el análisis de sequías, tanto en la McMC como en cuencas con menor densidad de estaciones en Colombia, se evaluaron tres bases de datos o forzamientos de precipitación:

- InSitu: Luego de un análisis de consistencia, se consideraron las estaciones con menos del 15% de datos faltantes, obteniendo un total de 2,256 estaciones. Con éstas, se realizó una interpolación aplicando Kriging con Deriva Externa (KED), y finalmente produciendo mapas diarios a una escala de 0.1°.
- WATCH Forcing Data Methodology Applied to ERA-Interim reanalysis data (WFDEI): Fue desarrollado con la metodología del proyecto WATCH, incluyendo la simulación del reanálisis ERA-Interim a través de una serie de modelos hidrológicos y corregido a través de la comparación con resultados de otros modelos globales (Weedon et al., 2014).
- Multi-Source Weighted-Ensemble Precipitation (MSWEP): Es una mezcla de diferentes fuentes de datos de precipitación, como interpolaciones de datos de estaciones y misiones satelitales ajustadas (Beck et al., 2017), construida en cuatro etapas: i) Un promedio de largo plazo, ii) análisis de las anomalías presentes en los productos satelitales y de reanálisis mencionados, generando iii) mapas de ponderación calculados a partir de coeficientes de correlación, y iv) subescalamiento de la información de largo plazo a escala mensual, diaria y subdiaria.

Los campos de precipitación de los forzamientos WFDEI y MSWEP fueron re-escalados de 0.25° y 0.50° respectivamente, a 0.1°, aproximadamente 10 x 10 km, utilizando un método de aproximación de interpolación bilineal. Por otro lado, los tres campos de precipitación fueron trabajados para el período 1980-2010 a escala diaria y agregados para obtener series mensuales distribuidas en el espacio.

MÉTODOS

Índice Estandarizado de Precipitación (SPI)

Mckee et al. (1993) describen el SPI como un indicador que permite determinar la rareza de una sequía o un evento anómalamente húmedo en una escala de tiempo particular, para cualquier lugar que tenga un registro continuo de precipitación, y desde su definición ha sido ampliamente usado para caracterizar eventos de sequía. La metodología de cálculo de SPI se puede describir brevemente de la siguiente manera:

1. Dada una serie de precipitación mensual $P = p_1, p_2, p_3, \dots, p_n$de longitud n (idealmente de al menos 30 años), se acumulan en diferentes escalas de tiempo (e.g. τ: 1,3,6,12, etc. meses), que representan típicas escalas de tiempo en los que los déficits de precipitación afectan de diferentes formas la disponibilidad de agua.
2. Se selecciona la función de distribución de probabilidad $f(p, \theta)$ (FDP) que mejor ajuste las series de precipitación en diferentes escalas de tiempo (e.g. τ: 1,3,6,12, etc. meses), donde θ representa los parámetros de la FDP.

$$P \sim f(p, \theta) \qquad [1]$$

3. Luego, la función de distribución acumulada $F(p)$ (FDA) es normalizada (ϕ^{-1}: Función con media cero y varianza unitaria), transformando la probabilidad acumulada (PA) derivada de la FDP en el valor de SPI.

$$F(p) = \int_0^p f(p, \theta)\ dp \qquad [2]$$

$$SPI = \phi^{-1}\big(F(P)\big) \qquad [3]$$

4. Teniendo en cuenta que muchas funciones de probabilidad don indefinidas si $p = 0$, se puede realizar un ajuste estadístico con base en la probabilidad de precipitación nula q, así:

$$q = \frac{Número\ de\ meses\ con\ precipitación\ nula}{Número\ total\ de\ meses\ en\ la\ serie} \qquad [4]$$

$$SPI = H(p) = q + (1 - q)F(p) \qquad [5]$$

Análisis de incertidumbre del SPI considerando la incertidumbre de la muestra

Por otro lado, Hu et al. (2015) proponen evaluar la incertidumbre del SPI a partir de la metodología de Bootstrap, obteniendo tanto una estimación puntual, como un IC que considera el impacto de la incertidumbre asociada con la naturaleza de la muestra (series de precipitación), sobre la incertidumbre de los valores estimados del SPI.

Usando el re-muestreo de las series de precipitación, se calculan los correspondientes valores del SPI para el evento dado, y su respectiva función de distribución de probabilidad (DESPI), y es sobre esta función que se estima el intervalo de confianza del indicador. La metodología puede resumirse en un algoritmo sencillo, como se muestra a continuación:

1. Re-muestreo de la serie de precipitación original $(P = p_1, p_2, p_3, \dots, p_n)$ N veces, obteniendo N grupos de muestras de Bootstrap.

$$P^*_{(j)} = p^*_{1(j)}, p^*_{2(j)}, p^*_{3(j)}, \dots, p^*_{n(j)}\ ,\ \ j = 1,2,3, \dots, N \qquad [6]$$

2. Calcular los parámetros $\theta^*_{(j)}$ de la FDP que mejor describa las N series de Booststrap.
3. Calcular las series de $SPI^*_{(j)}$ correspondientes a las N series.
4. Calcular la función de distribución de probabilidad del indicador (DESPI) con la serie de N estimaciones de SPI.
5. Determinar las estimaciones puntuales y el intervalo de confianza de la estimación del SPI.

Esta metodología se ha aplicado a cada una de las 2,215 celdas de aproximadamente 100 km2 que corresponden al dominio de la McMC, investigando los tres campos de precipitación (InSitu, WFDEI y MSWEP) para los 372 meses del período de análisis (1980-2010). A manera de ilustración se presentan los resultados para las series de SPI del mes de mayo, para las escalas τ: 1, 3 y 12 meses en una de las celdas (N° 21 -Figura 1) localizada al norte de la cuenca, cerca de la desembocadura del río Magdalena en el Mar Caribe.

RESULTADOS

Inicialmente, se aplicó la metodología tradicional de cálculo del SPI para las escalas τ: 1, 3y 12 meses, identificando la distribución Gamma como la distribución de probabilidad continua con mejor ajuste en los tres campos de precipitación evaluados, obteniendo series mensuales para cada una de las celdas, tal como se muestra en las Figura 2 para la celda de muestra en la desembocadura del río Magdalena.

Figura 2.- SPI a escalas de tiempo de 1, 3 y 12 meses con los tres campos de precipitación. (Serie mes de mayo en la celda de muestra)

En la figura anterior se observa que las series de precipitación provenientes de los forzamientos tienden a sobrestimar los eventos extremos (tanto húmedos como secos) en la serie del SPI del mes de mayo, por lo cual se espera que así mismo, los intervalos de confianza provenientes del análisis de

incertidumbre de estos insumos tiendan a los valores extremos. Estas tendencias y diferencias en los resultados del SPI calculado con los forzamientos frente a los valores del SPI InSitu fueron evaluadas a través de la Correlación de Spearman (ρ), encontrando siempre valores positivos y el error cuadrático medio (RMSE). Los resultados encontrados se presentan en la Figura 3 y Figura 4.

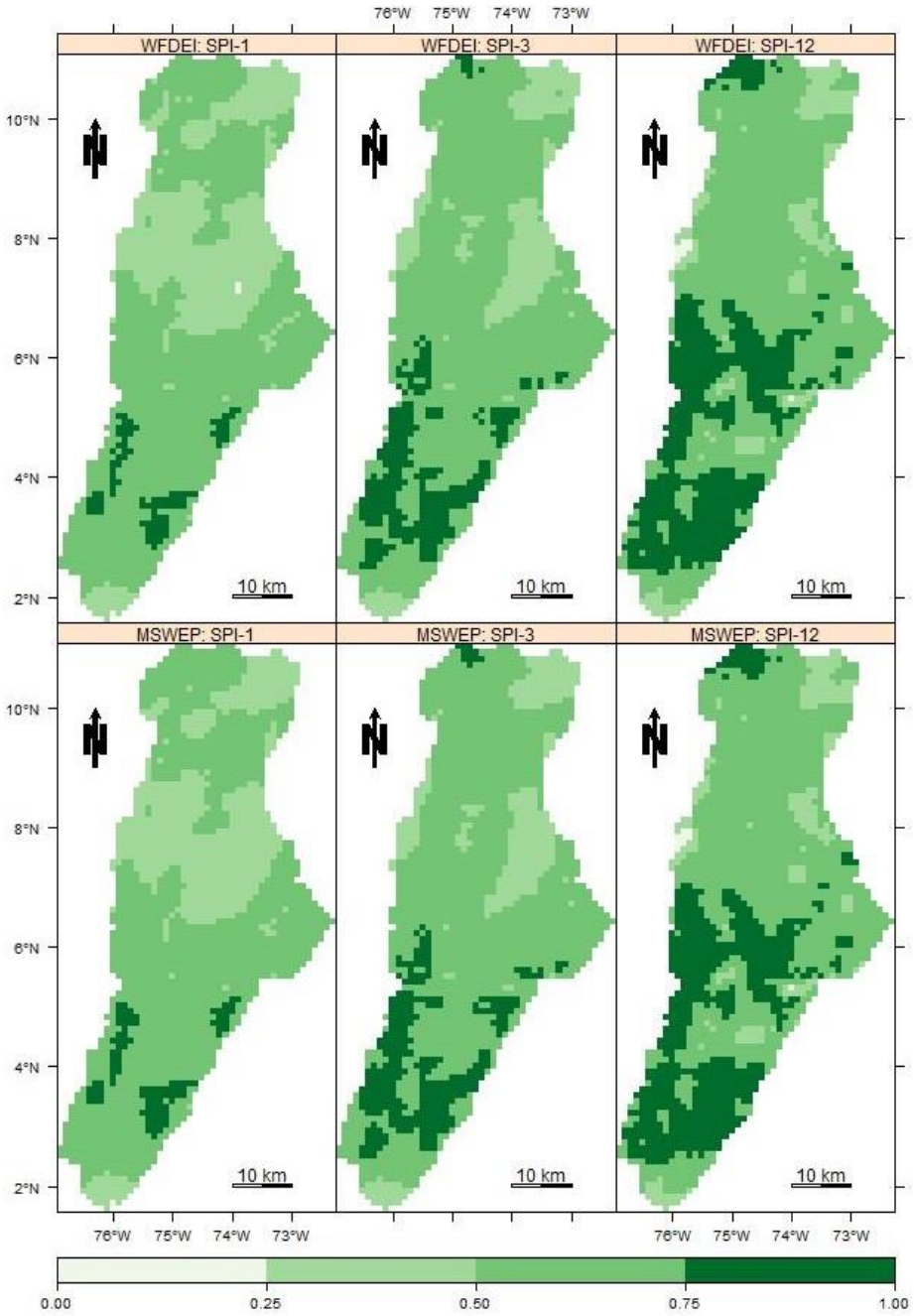


Figura 3.- Correlación de Spearman espacial de los forzamientos frente los datos InSitu

Resaltando que el mapa de correlaciones no presenta ningún valor por debajo de 0.25, es decir que los reanálisis tienen una asociación positiva y fuerte. Específicamente para la celda de muestra los resultados de las métricas evaluadas se presentan en la Tabla 1.

Tabla 1.- Estadísticas de desempeño de los forzamientos en el cálculo del SPI frente a los calculados con datos observados para la celda de muestra

	WFDEI			**MSWEP**		
	SPI 1	*SPI 3*	*SPI 12*	*SPI 1*	*SPI 3*	*SPI 12*
ρ	0.71	0.76	0.87	0.71	0.77	0.88
RMSE	0.71	0.65	0.49	0.71	0.65	0.48

Por otro lado, el RMSE (adimensional en este caso, por las unidades del SPI) muestra grandes diferencias, especialmente en las escalas τ: 1 y 3 meses, reduciéndose significativamente para la escala anual, tanto para el WFDEI en la parte superior, como para el MSWEP. Lo cual indica que esta escala es una efectiva herramienta para captar las anomalías de precipitación de forma consistente para un ciclo anual, con cualquiera de los tres insumos analizados.

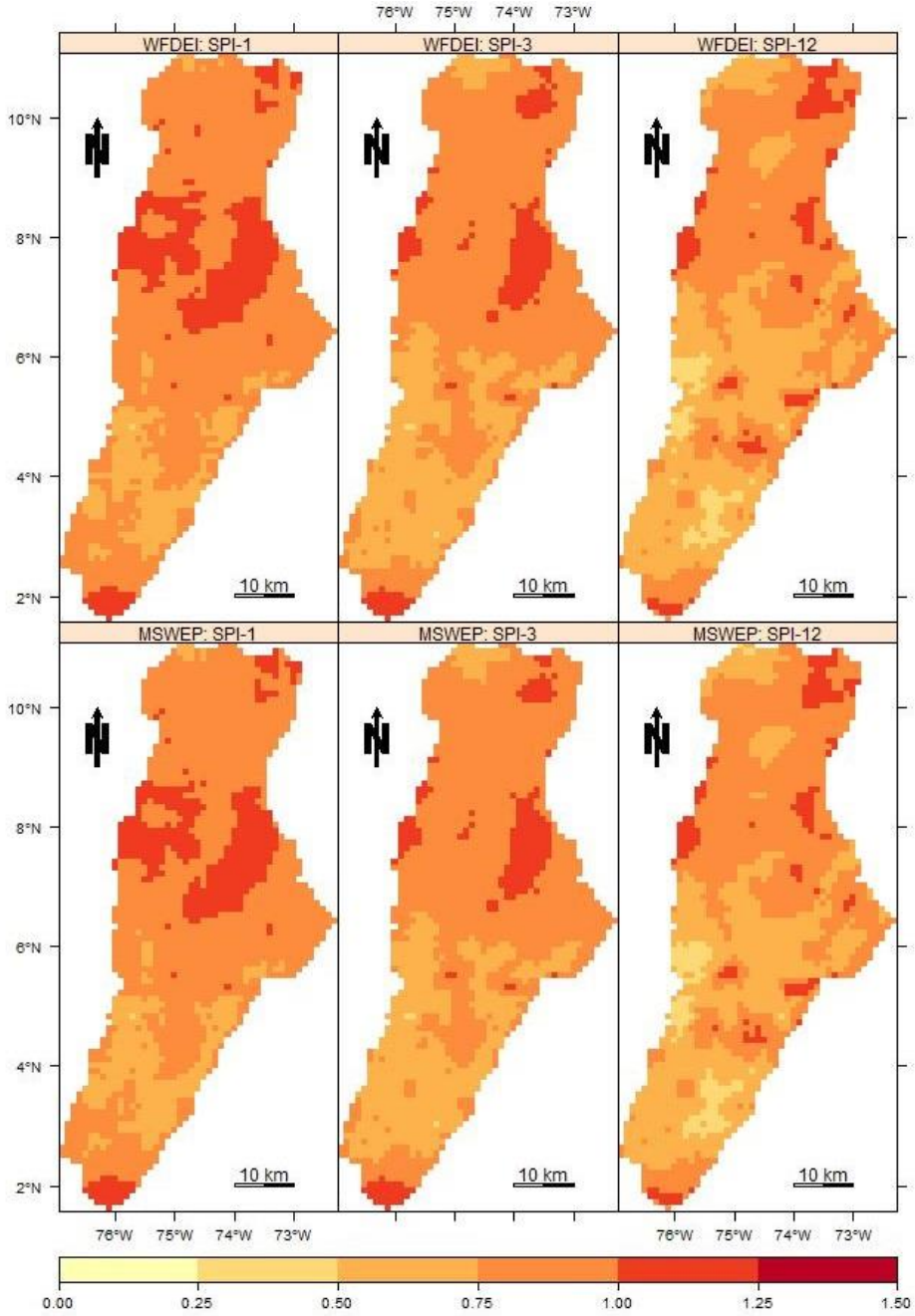


Figura 4.- RMSE espacial de los forzamientos frente los datos InSitu

Una vez analizados los resultados con los insumos originales, se aplicó el procedimiento de análisis de incertidumbre propuesto por Hu et al. (2015), realizando un muestreo de $N = 1000$ individuos de las series de precipitación por celda, y calculando el valor de SPI con cada uno de los conjuntos Bootstrap. De esta manera, fue posible calcular los IC del 90% central (Percentil 5 y 95) del SPI para las escalas evaluadas, como se presenta en la Figura 5 (en este caso se muestran los resultados de forma puntual para la celda de muestra en la desembocadura del río Magdalena), a la izquierda los IC del WFDEI y a la derecha los del MSWEP, ambos frente a los valores puntuales calculados tradicionalmente con los datos InSitu y su IC.

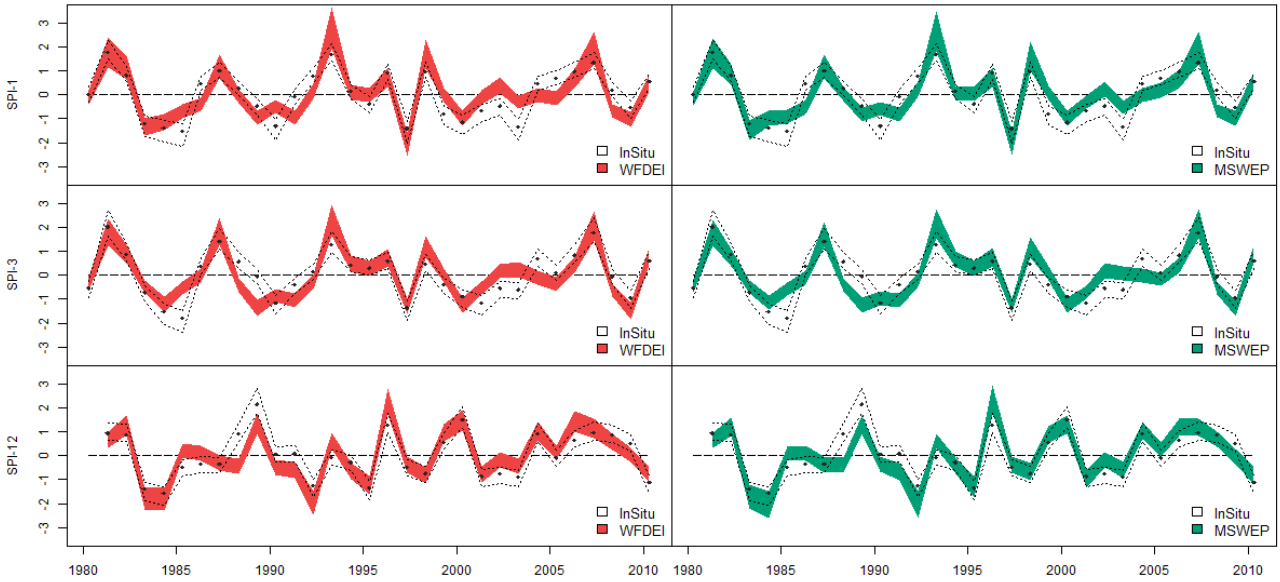


Figura 5.- Intervalos de confianza del 90% del SPI [Series observadas vs forzamientos] a escalas de tiempo de 1, 3 y 12 meses considerando la incertidumbre del muestreo. Resultados para el mes de mayo en la celda de muestra.

CONCLUSIONES

Se realizaron tres estimaciones del Índice Estandarizado de Precipitación (SPI) y se realizaron comparaciones entre ellos, usando la información in-situ como base de referencia. De acuerdo con las evaluaciones de desempeño realizadas, los valores de SPI, calculados con los forzamientos en la McMC, tienen una alta correlación con deducidos a partir de observaciones, y bajas diferencias de acuerdo con el RMSE estimado, especialmente para la escala de 12 meses. Esto indica la factibilidad de utilizar los forzamientos (WFDEI y MSWEP) para derivar satisfactoriamente el SPI en la McMC y en otras zonas en Colombia con baja densidad de información observada.

Los resultados además muestran que, aunque las tendencias espaciales son muy similares, el forzamiento que mezcla varios conjuntos de precipitación - MSWEP es el que mejor representa las condiciones extremas en la McMC. Y es en las zonas de grandes altitudes donde ambos conjuntos de datos tienen la capacidad predictiva más baja.

Se observó que cálculo del SPI es fuertemente dependiente de la fuente de los datos usados, la longitud de la serie, la función de distribución de probabilidad elegida y la estimación de sus parámetros, los cuales se convierten en fuentes de incertidumbre para el valor que describe la sequía. Se tuvo en cuenta en este caso como principal fuente de incertidumbre, la muestra observada ya que esta influye directamente en la selección de la PDF y sus parámetros.

En contraste, y sabiendo que el uso de varios conjuntos de datos implica una incertidumbre sobre los resultados del SPI, se calcularon los intervalos de confianza de la estimación del indicador con cada insumo, cuyos resultados permiten concluir que la incertidumbre en la estimación del SPI, debido a la serie de precipitación utilizada, es muy similar a la incertidumbre del mismo cálculo con series observadas, lo que indica nuevamente consistencia en resultados del SPI derivados de datos de precipitación de reanálisis.

REFERENCIAS

Beck, H. E., Dijk, A. I. J. M. Van, Levizzani, V., Schellekens, J., & Miralles, D. G. (2017). *MSWEP: 3-hourly 0.25◦ global gridded precipitation (1979–2015) by merging gauge, satellite, and reanalysis data*, 589–615. https://doi.org/10.5194/hess-21-589-2017

Cancelliere, a, & Bonaccorso, B. (2009). *Uncertainty analysis of the Standardized Precipitation Index in the presence of trend*. Hydrology Days, 14–26.

Hayes, M., Svoboda, M., Wall, N., & Widhalm, M. (2010). *The Lincoln Declaration On Drought Indices. American Meteorological Society*, (april), 485–488. https://doi.org/10.1175/2010BAMS3103.1

Hu, Y. M., Liang, Z. M., Liu, Y. W., Wang, J., Yao, L., & Ning, Y. (2015). *Uncertainty analysis of SPI calculation and drought assessment based on the application of Bootstrap*. International Journal of Climatology, 35(8), 1847–1857. https://doi.org/10.1002/joc.4091

Mckee, T. B., Doesken, N. J., & Kleist, J. (1993). *The relationship of drought frequency and duration to time scales*. AMS 8th Conference on Applied Climatology, (January), 179–184. https://doi.org/citeulike-article-id:10490403

Mishra, A. K., & Singh, V. P. (2011). *Drought modeling - A review*. Journal of Hydrology, 403(1–2), 157–175. https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2011.03.049

Organización Meteorológica Mundial (2009). *Lincoln Declaration on Drought Indices* An, *81*(8), 2823–2831.

Torres Rojas, L. P. (2017). *Análisis detallado de metodologías para definición de índices de sequía y planteamiento procedimientos para la calibración de escalas de gravedad de las mismas : estudio en 2 cuencas de Colombia*. UNIVERSIDAD DE LOS ANDES.

Weedon, G. P., Balsamo, G., Bellouin, N., Gomes, S., Best, M. J., & Viterbo, P. (2014). *The WFDEI meteorological forcing data set: Data methodology applied to ERA-Interim reanalysis data*. Water Resources Research, 50, 7505–7514. https://doi.org/10.1002/2014WR015638.Received

Wu, H., Hayes, M. J., Wilhite, D. A., & Svoboda, M. D. (2005). *The effect of the length of record on the standardized precipitation index calculation.* International Journal of Climatology, 25(4), 505–520. https://doi.org/10.1002/joc.1142

IAHR AIIH
XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

ANÁLISIS Y SIMULACIÓN DE LA VARIACIÓN ESPACIO-TEMPORAL DEL CAUDAL DEL RÍO LA GAVIA, MÉXICO

Narvaez Saucedo, M.E.[1], López Rebollar, B.M.[2], Martínez Cienfuegos, I.G.[1], Tejeda Vega, S.[3], Flores Gutiérrez, L.M.[2] y Salinas Tapia, H.[2]

1. Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma del Estado de México, México
2. Centro Interamericano de Recursos del Agua, Universidad Autónoma del Estado de México, México
3. Instituto Nacional de Investigaciones Nucleares, México

E-mail: mnarvaezsucedo@gmail.com

RESUMEN:

En este estudio se desarrolla una evaluación teórico-experimental del caudal en un tramo específico del río La Gavia, México. Se realizó una base de datos para el cálculo de parámetros físicos e hidráulicos del área de estudio utilizando herramientas de modelado y sistemas de información geográfica, para posteriormente aplicar los métodos de cálculo de caudales racional, SCS y HMS a partir de un análisis de datos de precipitación disponibles para la obtención de caudales promedio mensuales en los periodos de retorno de 2, 5, 10, 15, 20 y 50 años; de igual forma se analizaron los datos obtenidos a partir de estaciones hidrométricas pertenecientes al área de estudio, dando como resultado los caudales promedio mensuales, con ello se realizó una comparación con los datos medidos *in situ*. Lo anterior con el objetivo de estimar la viabilidad de aprovechamiento del recurso hídrico en torno a la pequeña generación hidroeléctrica.

ABSTRACT:

In this study a theoretical-experimental evaluation of the flow is developed in a specific section of the La Gavia River, Mexico. A database was made for the calculation of physical and hydraulic parameters of the study area using modeling tools and geographic information systems, to later apply the methods of calculation of rational flow, SCS and HMS from a data analysis of precipitation available to obtain monthly average flows in the return periods of 2, 5, 10, 15, 20 and 50 years; likewise, the data obtained from hydrometric stations belonging to the study area were analyzed, thus obtaining the monthly average flow rates, with this a comparison was made with the data measured in situ. The above with the objective of estimating the viability of the use of the water resource around the small hydroelectric generation.

PALABRAS CLAVES: Río La Gavia, caudal, energía específica, tirante, aprovechamiento minihidráulico.

INTRODUCCIÓN

El río La Gavia nace en la parte Oeste de la sub-cuenca que lleva el mismo nombre (Figura 1), desarrollándose en dirección Noreste hasta descargar sus aguas en el embalse de la presa "Ignacio Ramírez", junto con otros dos ríos denominados El Rosario y Almoloya de Juárez (Secretaría de Gobernación, 2003), ubicados en el municipio de Almoloya de Juárez, Estado de México.

Dicha subcuenca, pertenece a la región hidrológica número 12, Lerma–Santiago, a su vez a la cuenca Lerma-Toluca. El río La Gavia, es la principal corriente de agua que abastece al municipio de Almoloya de Juárez, clasificándose como corriente de aguas perennes, proporcionando el 86.04% de total de suministro de agua a dicho municipio. Esta subcuenca tiene una superficie de aportación de 505 km^2, y geográficamente se ubica en el centro del país (Secretaría de Gobernación, 2003).

Figura 1: Mapa de la Sub-cuenca La Gavia

La actividad económica principal de la zona, es de tipo agrícola de temporal de baja intensidad, es decir para autoconsumo en su mayoría. Los cuerpos de agua existentes se destinan principalmente al desarrollo de dicha actividad (H. Ayuntamiento de Almoya de Juárez, 2016).

La comunidad aledaña a donde se desarrolla el presente estudio, sección B de la Figura 2, es de tipo rural (Secretaria de Desarrollo Social, 2015). La que es el área para la aplicación del aprovechamiento hidráulico, es la comunidad Benito Juárez, municipio de Almoloya de Juárez, Estado de México, se localiza en las coordenadas -99,86° de longitud y 19,45° de latitud.

El clima predominante de la región es el templado subhúmedo, con una temperatura media anual entre 12 ºC y 18 ºC, temperatura del mes más frío entre -3 ºC y 18 ºC y temperatura del mes más caliente alrededor de 22ºC. Con precipitación en el mes más seco, menor de 40 mm; lluvias de verano con índice P/T (índice de humedad de Lang) mayor de 55 y porcentaje de lluvia invernal del 5 al 10.2% del total anual (SEDATU, 2016).

En particular, el río La Gavia, no cuenta con una evaluación técnica del caudal registrada de manera oficial o con acceso público. Es por ello que en este trabajo se desarrolla una evaluación teórico-experimental del caudal en un tramo específico de dicho río, ya que con el análisis del tramo de estudio, se logró determinar un comportamiento general a lo largo del año, esto con el objetivo de estimar la viabilidad de aprovechamiento del recurso hídrico en torno a la pequeña generación hidroeléctrica.

METODOLOGÍA

Las mediciones de flujo de canales abiertos, son recomendables realizarlas rutinariamente pues proporcionan información clave para planificar, mantener y registrar los tipos de flujo. La selección del método del volumen a medir, dependerá de las condiciones bajo la cuales deben efectuarse y de la exactitud de las medidas requeridas, así como del equipo y los elementos que se

dispongan para aforar. Para ello existen distintos métodos: aforo volumétrico, estructuras aforadoras, área-velocidad, de manera química y ecuaciones empíricas, así como métodos hidrometeorológicos, entre otros. El método más común para realizar las mediciones ha sido el método de área-velocidad, que usa dispositivos acústicos y/o mecánicos, los cuales son medidores de corriente con elementos rotativos. (NEMS, 2013), (Nickisch, 2008).

Estimación de caudales con datos experimentales (*in situ*)

El método de área-velocidad, consiste en determinar el área de una sección transversal de la corriente y la velocidad del agua a través de esta. Dicha sección, está limitada en la parte superior por la superficie del agua, las paredes que forman los lados y por el fondo; el método más sencillo para determinar la velocidad media, consiste en colocar el molinete a distintas distancias dentro de la sección, así como los datos de fondo y espejo para determinar el tirante, y posteriormente calcular el área. (IMTA y CONAGUA, 1992).

Se identificó el tramo y los puntos del río para el análisis; distinguiendo tres secciones de control (Figura2), donde se llevaron a cabo aforos mensuales, en los meses representativos de las estaciones meteorológicas conforme a la división propuesta para el hemisferio norte, tomando en cuenta los meses lluviosos representativos (invierno-febrero, primavera-marzo, verano-junio, y otoño-octubre), sin embargo, estos se llevaron a cabo en los meses de abril y mayo, con la finalidad de obtener mayor cantidad de datos para alimentar posteriormente al software de modelado.

Figura 2- Descripción general de la zona de estudio, estaciones hidrométricas y puntos de aforo.

En la elección de secciones, se tomaron en cuenta criterios empíricos, recomendados en distintos manuales de aforos (IMTA y CONAGUA, 1992), los criterios tomados en cuenta son:

- No debe existir en la sección cambios abruptos en la dirección de flujo.
- Que en la sección no exista flora y fauna que pueda perturbar las mediciones.
- Que la sección contenga características representativas del río en estudio (talud, tipo de fondo, entre otros).
- Tomar las mediciones después de zonas de descarga o unión de afluentes.

Las secciones de aforo tenían una longitud total aproximada de 4.5 m, el tipo de fondo variaba entre grava de alrededor de 0.015 m de diámetro y arenas, este cambiaba gradualmente conforme se acercaba la zona de desembocadura de la presa quedando en su totalidad fondo con arenas, el talud era uniforme con pasto y tierra. Para realizar las mediciones de las velocidades se colocó una cuerda guía de hombro a hombro de la sección, graduada cada 0.50 m, las mediciones de

las velocidades se realizaron con un molinete tipo turbina aproximadamente cada 0.05 m del tirante de la sección, con los resultados obtenidos se realizó un ponderado de velocidades para cada sección.

Para determinar el área de cada una de la secciones, se utilizó el Software AutoCAD® 2016, con ello y respetando el método descrito, se aplicó para cada sección vertical la ecuación de continuidad (Cengel, 2012), expuesta en la Ecuación 1; finalmente, para el cálculo del caudal total; se sumaron los caudales obtenidos de cada sección parcial.

$$Q = V \cdot A \quad [1]$$

Donde: Q – gasto [m^3/s], V – velocidad [m/s], A_c – área húmeda [m^2]

Trazado y delimitación de la cuenca en estudio

Se realizó mediante sistema de información geográfica (SIG ó GIS por sus siglas en inglés), con el que es posible realizar un análisis de las características espaciales y temáticas, para obtener un mejor conocimiento de la zona en estudio. (INEGI, 2014). Para ello se pueden usar dos modelos de análisis de datos:

Modelo raster (Archivo shp): Presupone el dividir el espacio geográfico en elementos discretos, de forma regular, contigua y mutuamente exclusiva e indivisible. Es una representación en forma de malla, y cada elemento adopta un valor único por cada atributo. (INEGI, 2014)

Modelo vectorial (Archivo tipo TIN): Asume un espacio continuo, siguiendo la geometría euclidiana para cada objeto puntual se representa por un par de coordenadas (x, y). Los elementos lineales se representan mediante segmentos que se conectan en vértices, tomando de ellos las coordenadas (x, y). Mientras que los polígonos son áreas que se representan por las líneas que los delimitan. (INEGI, 2014)

El resultado de los modelos, se divide en una serie de capas lógicas de información. Se forman colecciones homogéneas de representaciones que es posible administrar con capas, de tal forma que se puede describir la distribución de una variable, representándola en una extensión geográfica (ESRI, 2018).

Para este estudio se utilizó un MDE (Modelo Digital de Elevación) obtenido del INEGI (Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática), con una resolución de 15x15 m. Con el apoyo del software ArcGIS® 10.2 se llevó acabo el acotamiento de la zona.

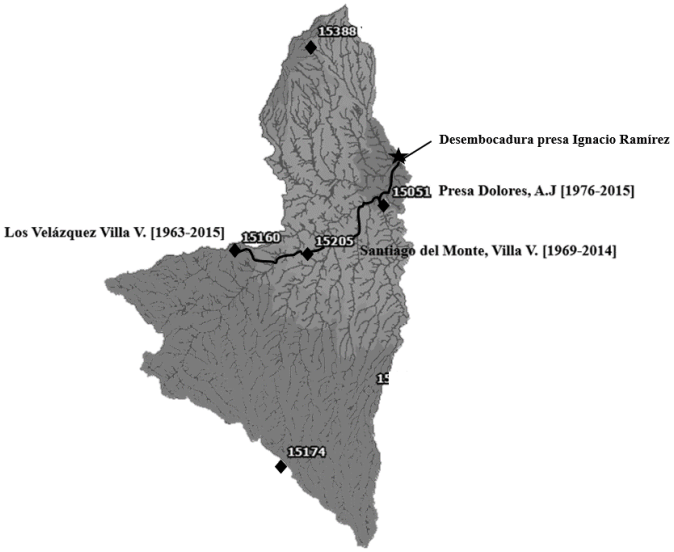


Figura 3.- Cuenca resultante, estaciones climatológicas de influencia en el área.

Las estaciones climatológicas se encuentran sobre el área de estudio de interés, como se observan en la Figura 3, en la que se muestran los nombres y códigos de estación, así como los años con que se cuentan registros, sin embargo, en la figura se observan dos estaciones más, 15174 y

15388, para el caso de la primera no se tomó en análisis, ya que esta se encontraba en los límites de la cuenca y alejada de la zona específica de estudio, mientras que la segunda se encuentra desactivada desde hace 12 años aproximadamente, con ello también se determinó que la estación hidrométrica de influencia se encontraba en la misma ubicación que la estación climatológica 15160 denominada "Puente Los Velázquez" para el caso de la estación hidrométrica y "Los Velázquez" para el caso de la estación climatológica.

Cabe mencionar que se trazaron dos subcuencas dentro la misma, ya que la longitud de la red hídrica en los puntos de análisis, sobrevaluaba los caudales. Para determinar la ubicación de dichas subcuencas se usaron como referencia la ubicación de los puntos de aforo correspondientes a la sección A y a la sección B, ya que también la zona de gris más intenso (Figura 3) es donde se representan los principales escurrimientos de salida de la misma por lo que los caudales resultaron un tanto distintos.

Datos hidrométricos

Las estaciones hidrométricas miden la cantidad de agua que fluye en ríos, canales, tuberías y a la salida de las presas, por lo que sirven para conocer la cantidad disponible del recurso. El caudal se genera por la precipitación pluvial, así como por la entrada de agua subterránea a los canales superficiales. También deben considerarse las descargas asociadas a los diversos usos del agua. (CONAGUA, 2016).

En conjunto con los aforos realizados, se analizaron los datos de estaciones hidrométricas pertenecientes a la cuenca, calculando caudales promedios mensuales para realizar la comparación en un mismo periodo de tiempo. Las estaciones hidrométricas utilizadas fueron "Puente Los Velázquez" (99° 52' 05" O - 19° 27' 10" N) la cual es coincidente con la sección de aforo A, y a una distancia de 1.48 km de la sección B, y "Atotonilco II" (99° 46' 35" O - 19° 27' 10" N). De acuerdo con el Atlas de la Cuenca Lerma-Santiago, esta última es la estación que registra los datos de caudal del río y se encuentra a una distancia de 10.1 km respecto a la sección A y 8.76 km de la sección B, las cuales cuentan con datos históricos del año 1963 al 2014 y 1965 al 2014, respectivamente.

Los datos de dichas estaciones se obtuvieron a partir del Banco Nacional de datos de aguas superficiales (BANDAS), estos se encontraban con promedios diarios de caudal bajo, medio y alto, por lo que fue necesario depurar los datos y ordenarlos por meses, obteniendo así promedios mensuales para cada año, posteriormente, se obtuvo el promedio mensual anual, para los tres rangos de caudal.

Datos hidrológicos

Métodos hidrometeorológicos, son métodos racionales basados en la aplicación de una intensidad media de precipitación obtenida de los mapas pluviométricos en toda la superficie de la cuenca, realizando una estimación de la escorrentía superficial, se obtienen buenos resultados en cuencas con un tiempo de concentración igual o inferior a seis horas. Mientras que los métodos basados en modelos matemáticos relacionan el caudal máximo con el área de la cuenca, la intensidad de precipitación, el coeficiente de escorrentía, la pendiente media, la existencia de vegetación o la permeabilidad el suelo (García, S/E). La mayoría de las relaciones y características de los modelos matemáticos se pueden obtener mediante la aplicación de SIGs.

Para la obtención de caudales teóricos, se utilizaron datos de precipitaciones obtenidas de las estaciones meteorológicas pertenecientes a la cuenca del río, con los cuales se realizó el análisis estadístico, ajustando los valores máximos de precipitación en 24 h esto se realizó con el software HIDESTAD 3.0 desarrollado en el Centro Interamericano de Recursos del Agua (CIRA), aplicando funciones de distribución de probabilidad, las cuales tienen parámetros que deben ser estimados a partir de la muestra. Desde el punto de vista matemático, si una función tiene más parámetros, es

más flexible para ajustar a una distribución empírica (Becerril y Álvarez, 2017), se tomaron en cuenta las distribuciones Normal (Gauss), Gumbell, y Log-Normal, descritas en la Tabla 1.

Tabla 1.- Resumen de las funciones de distribución de probabilidad utilizadas

Tipo de Distribución	Uso	Observaciones
Normal (Gauss)	Variable Continua	Records extensos de lluvia y caudales medios de largos intervalos (1 año, 2 años, 5 años, 10 años)
Gumbel	Valores Extremos	Valores extremos
Log-Normal (Galton)	Variable continua	Precipitación, caudales anuales. Series de duración parcial

Para identificar la función de probabilidad que se tomaría en cuenta para la obtención de las curvas IDF (Intensidad, Duración y Frecuencia), se calculó el error cuadrático medio en cada una de las funciones aplicadas. Dicho proceso y aplicación de métodos estadísticos se realizó a cada una de las tres estaciones seleccionas, mostrando así que las tres representan el comportamiento de precipitación de la cuenca, con ello se observó que la función Gumbell, seguida de la Log-Normal, mostraban un mayor ajuste a la curva, sin embargo la primera manifestaba un mayor ajuste en los meses lluviosos (Junio, Julio, Agosto y Septiembre), por lo que se determinó que sería la utilizada para obtener los respectivos resultados.

Para obtener los datos de intensidad de lluvia se aplicó el método de Chen, quien realizó estudios sobre las precipitaciones para diferentes períodos, con lo cual obtuvo una fórmula generalizada de intensidad-duración-período de retorno, útil para estimaciones dentro del intervalo de 5 min a 24 h (Ecuación 2), los valores a, b y c son parámetros de tormenta que pueden variar según el factor R, el cual es la relación de la lámina de precipitación a 1 y 24 h asociadas a un mismo periodo de retorno Tr (Aranda, 2010).

$$P_t^{Tr} = \frac{aP_1^{10}\log(10^{2-F}Tr^{F-1})}{(t+b)^c}\left(\frac{t}{60}\right) \qquad [2]$$

Donde: P_t – precipitación en un tiempo [mm], T_r – periodo de retorno [año], F – cociente de relación lluvia frecuencia, (a, b, c) – parámetros de tormenta, t es el tiempo de duración [min] y el factor R y P_1^{10}, está dado por las ecuaciones 3 y 4 respectivamente.

$$R = \frac{P_t^{Tr}}{P_{24}^{Tr}} \qquad [3] \qquad\qquad F = \frac{P_{24}^{100}}{P_{24}^{10}} \qquad [4]$$

Donde: R – cociente de duración de lluvia, P_1^{Tr} – altura de lluvia para una duración t y asociada a un periodo de retorno [mm] Tr, P_{24}^{Tr} – altura de lluvia para una duración de t= 24 min y un asociada a un Tr, y F – cociente relación lluvia frecuencia, P_{24}^{100} – altura de lluvia asociada a un t=24 min y un Tr de 100 años, y P_{24}^{10} – Altura de lluvia asociada a un t=24 min y un Tr de 10 años.

Con los resultados obtenidos se aplicaron los métodos hidrometeorológicos; el método racional es un modelo para la obtención de caudal máximo de la escorrentía de una cuenca, en determinado periodo de retorno mediante los parámetros de intensidad de lluvia, este método toma en cuenta tres hipótesis fundamentales (López R. , 2001):

- La intensidad de precipitación es uniforme y no varía con el tiempo
- El almacenamiento de agua en la cuenca es insignificante
- La duración de la precipitación que produce el caudal máximo es equivalente al tiempo de concentración de la cuenca

La ecuación 5 es el gasto máximo posible que puede producirse con lluvia de intensidad I, obtenida a partir del método de Chen para el método racional, en una cuenca de área Ac y coeficiente de escurrimiento Ce, que expresa la fracción de lluvia que escurre en forma directa) (SAGARPA, 2012).

$$Q_p = \frac{C_e I A_c}{360} \quad [5]$$

Dónde: Q_p – gasto máximo [m^3/s], C_e – coeficiente de escurrimiento, I – intensidad [mm/h], A_c – área de cuenca [m^2]

Se prosiguió a la aplicación de un modelo hidrológico que es el HEC-HMS, el cual es un modelo de lluvia y escorrentía, diseñado para simular el hidrograma de escorrentía que se produce en un determinado punto de la red fluvial como consecuencia de un episodio de lluvia, los componentes del modelo funcionan basados en relaciones matemáticas simples que tratan de representar los procesos que intervienen en la generación y circulación de los hidrogramas (López J. G., 2012).

Método del Servicio de Conservación de Suelos (SCS), o también llamado del número de curva (CN). En este, la altura de lluvia efectiva es función del volumen de precipitación total y de un parámetro de pérdidas denominado número de curva CN. El número de curva varía en el intervalo de 0 a 100 y depende de factores que influyen en la generación de escorrentía en la cuenca: tipo hidrológico del suelo (grupo hidrológico-capacidad de drenaje); uso y manejo del terreno; condición superficial del suelo; y condición de humedad antecedente.

Modelación

Para obtener la variación espacio temporal del caudal, se determinó realizar la modelación mediante la herramienta computacional HEC-RAS, se tomó en cuenta una plantilla geométrica realizada a partir de un estudio de batimetría del río con una longitud total de 4.7 km, para obtener los parámetros necesarios que alimentan al software, se ajustaron los hombros de la sección, es decir se colocaron los puntos máximos de estos para delimitar el área mojada, analizando sección por sección, las cuales se encuentran a una distancia de 15 m entre cada una, con ello se modificó coeficiente de Manning realizando un ponderado del mismo, este oscilaba entre 0.03 y 0.04 para fondo con grava, boleo y limpio sinuosos en algunas secciones, dando como resultado un coeficiente de aproximadamente 0.0365. De igual forma se colocó la pendiente nominal del lecho aproximadamente del 1.2%, con ello se prosiguió a alimentar el software con los caudales promedios mensuales de las estaciones de las estaciones hidrométricas y los caudales obtenidos a partir del método racional, esto por ser el método más acercado a los caudales medidos in situ para los tiempos de retorno destinados y el tiempo de concentración calculado con la fórmula de Kirpich, ecuación 6 (Sotelo Ávila, 2002).

$$T = 0.02 L^{0.77} S^{-0.385} \quad [6]$$

Donde: L – longitud máxima a la salida [m], s – pendiente media del lecho [m/m].

Se realizaron distintos escenarios de funcionamiento hidráulico del río. Las condiciones de entrada de flujo fueron: caudales promedio mensual (medios, máximos y mínimos), obtenidos de los datos de las estaciones hidrométricas.

Con los caudales obtenidos a partir del método racional para los periodos de retorno ya antes mencionados, una vez identificado el tramo para el posible aprovechamiento hidráulico, se realizó una curva de energía específica y otra de potencia de generación para los gastos máximos, medios y mínimos. Posteriormente, para los caudales promedio mensuales en los periodos de retorno de 2, 5, 10, 15, 20 y 50 años, se calcularon los mismos valores pero variando el tiempo de escurrimiento. Para ello se tomaron en cuenta dos secciones: “Los Velazquez” (Sección A, Figura 2) y “Benito Juárez” (Sección B, Figura 2)

Para el cálculo de la energía específica (ecuación 7) se asume una velocidad uniforme a lo largo de la sección transversal en estudio Con ello se tiene una cuantificación de la variación de energía específica respecto a la profundidad del flujo, que corresponde a la suma de la carga de presión y a la carga dinámica del fluido en la sección de flujo.

$$E_s = y + \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot A^2} \quad [7]$$

Donde: y – tirante [m], Q – caudal [m^3/s], g – aceleración de la gravedad [m/s^2], A – área húmeda [m^2]

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

A continuación, se describen los resultados obtenidos en los diferentes métodos de análisis de estimación de caudal para la zona de estudio, así como los resultados alcanzados a partir de la modelación hidráulica y la estimación de energía específica para la evaluación espacio temporal de la zona.

Aforos mensuales

Derivado de las campañas de aforo en el río, se obtuvieron los resultados siguientes:

- Otoño (mes de octubre): sección B 0.907 m^3/s y sección C 0.908 m^3/s.
- Invierno (mes de febrero): sección A 0.251 m^3/s y sección B 0.28 m^3/s.
- Invierno (mes de marzo): sección A 0.275 m^3/s y sección B 0.303 m^3/s.
- Primavera (mes de abril): sección A 0.174 m^3/s.
- Primavera (mes de mayo): sección A 0.313 m^3/s y sección B 0.330 m^3/s.

Como se observa en los resultados obtenidos, la sección C solo se aforó el mes de octubre, ya que al observar que el cambio de caudal no era muy drástico entre secciones de B a C se determinó tomar en cuenta otra sección, en este caso la sección A, por lo que los meses subsecuentes se aforaron la sección A y sección B, exceptuando el mes de abril donde no fue posible aforar la sección B ya que esta se encontraba inunda por la temporada de riego en la zona.

Análisis de estaciones hidrométricas

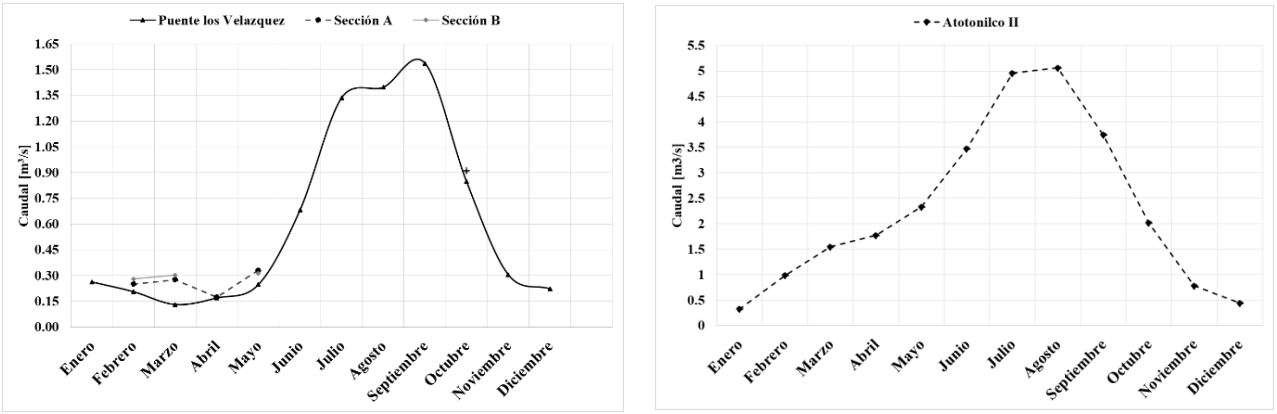
En la Figura 4 se observan los resultados obtenidos a partir del análisis de las dos estaciones hidrométricas para el caso de un caudal medio comparado con los aforos realizados en sitio (Figura 4a), tomando en cuenta datos desde 1963, hasta 2014, con ello se puede observar que los meses más caudalosos son Julio, agosto y septiembre, que coinciden con los meses más lluviosos para la región.

El caudal medio más alto registrado por esta estación, fue de 3.8 m^3/s en el mes de septiembre del año 1984. Del lado izquierdo de la Figura 4b, se pueden apreciar los caudales obtenidos a partir de los datos de la estación hidrométrica "Atotonilco II". En la misma figura 4, se observa la diferencia considerable entre caudales de ambas estaciones, ya que el de la estación "Puente Los Velázquez" oscila entre 0.13 y 1.60 m^3/s, y el de la estación "Atotonilco II" oscila entre 0.2 y 5 m^3/s. Esto ocurre, ya que la estación "Atotonilco II" se encuentra sobre el embalse y registra un caudal total de todos los afluentes que llegan a ese punto, mientras que la estación "Puente Los Velázquez" registra solamente los caudales del río en análisis y algunos otros afluentes, es por ello que se determinó, no alimentar el software de modelado con los resultados de la estación "Atotonilco II".

Tabla 2: Intervalos de caudales mensuales

Mes	$Q_{Intervalo}$	$Q_{Promedio}$	Mes	$Q_{Intervalo}$	$Q_{Promedio}$
Enero	0.114 ≤ 3.54	0.26	Julio	0.241≤ 12.22	1.34
Febrero	0.086 ≤ 1.63	0.21	Agosto	0.285≤ 12.58	1.40
Marzo	0.060 ≤ 0.92	0.13	Septiembre	0.303≤ 13.26	1.54
Abril	0.091≤ 1.17	0.17	Octubre	0.236 ≤ 7.92	0.85
Mayo	0.095≤ 4.23	0.25	Noviembre	0.210 ≤ 1.17	0.31
Junio	0.133≤ 9.04	0.68	Diciembre	0.170 ≤ 0.41	0.22

Con el análisis anterior se determinó un intervalo de comportamiento del caudal de la zona de estudio durante un año (Tabla 2), lo que sirvió como puntos de comparación con los caudales calculados a partir de los métodos teóricos.



(a) (b)

Figura 4.-Caudales promedios mensuales, comparación de datos experimentales e hidrométricos, estaciones: (a) "Puente Los Velázquez" y (b) "Atotonilco II", río La Gavia.

Especificación de la subcuenca de estudio

Las subcuencas trazadas a partir de la original se muestran en la Figura 5, para trazar dichas subcuencas, se tomó como referencia el punto de la sección A y de la sección B, respectivamente.

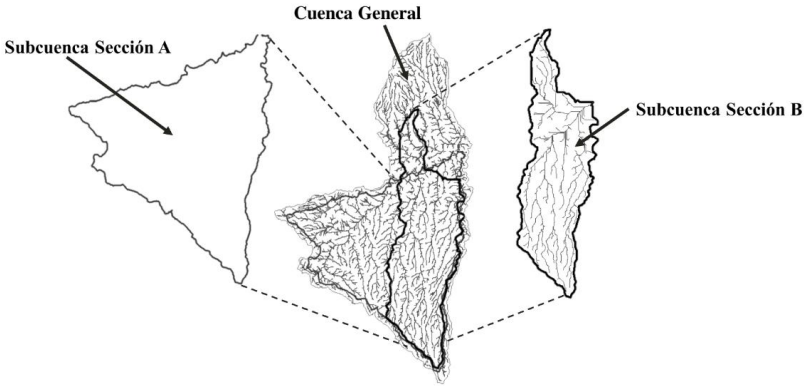


Figura 5.- Subcuencas trazadas, sección A y sección B

Los resultados obtenidos a partir de lo anterior se muestran en la Tabla 3, donde al observar estas, la pendiente de la red hídrica y la longitud de la misma entre sub-cuencas del punto A al punto B no es muy variante, con dichas propiedades principales se pudo proseguir a la aplicación de los respectivos métodos de cálculo.

Tabla 3.- Propiedades morfométricas de las subcuencas

	Cuenca General	*Subcuenca sección A*	*Subcuenca sección B*
Área de la cuenca [km^2]	224.84	168.33	140.08
Perímetro de la cuenca [km]	90.00	71.32	75.01
Pendiente promedio de la cuenca [%]	11.67	13.35	14.00
Longitud del curso principal [km]	24.10	25.11	26.83
Pendiente promedio de la red hídrica [%]	1.34	1.70	1.70

Datos hidrológicos

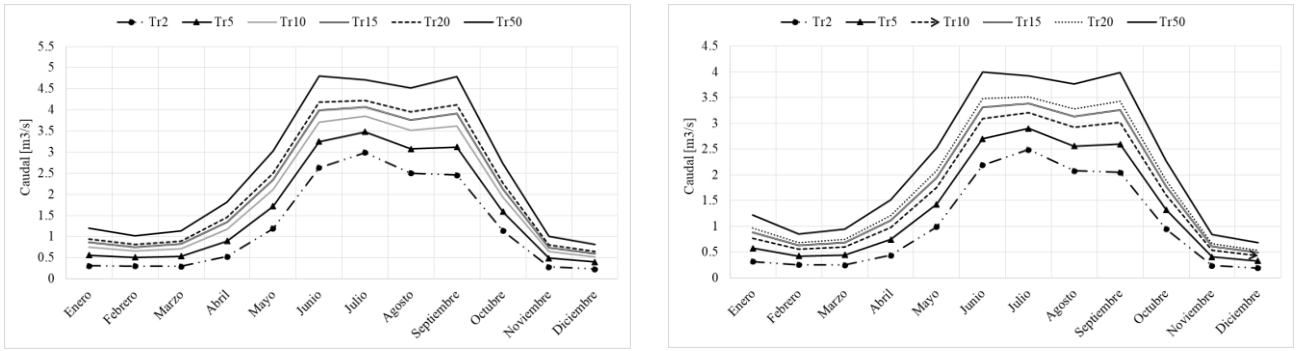
Con la aplicación de métodos hidrometeorológicos y comparación de los mismos, se determinó el más viable para alimentación del software de modelado, en comparación con los datos

de las estaciones hidrométricas y las mediciones realizadas, para observar su comportamiento en determinados periodos de retorno.

Método Racional: para analizar los datos de lluvia, y con ello obtener máximos de precipitación en 24 h, se realizó con el software HIDESTAD 3.0, obteniendo el comportamiento de intensidad de lluvia, posteriormente se aplicó el método racional de acuerdo a la ecuación 3.

El coeficiente de escurrimiento se ponderó a un valor de 0.2, ya que la mayoría del terreno es de uso agrícola, este cálculo se realizó para las dos subcuencas generadas con respecto a cada periodo de retorno. Los caudales con este método, a comparación de los calculados a partir de la estaciones hidrométricas, resultan sobrados, sin embargo es importante recordar que este método se aplica principalmente a cuencas urbanas para obras de protección, por lo que no es acertado para aplicaciones con fines energéticos, el comportamiento de los caudales es similar al de la estación "Puente los Velázquez" (Figura 6a) mientras que sus caudales máximos se encuentran dentro del intervalo establecido en la Tabla 2, así como lo caudales observados en el análisis de la estación "Atotonilco II" (Figura 6b).

Los meses más caudalosos mostrados por este método son junio, julio, agosto y septiembre, del caudal máximo registrado para la subcuenca A y subcuenca B es, 3.92 m^3/s y 4.71 m^3/s, respectivamente, ambos para el mes de julio, en un Tr= 50 años, donde esto a pesar de ser caudales pico se encuentran dentro del rango establecido anteriormente, la diferencia de caudales entre los puntos tomados de muestra para las secciones de las subcuencas es principalmente por el área de influencia, ya que la subcuenca A muestra un área mayor, y al tener dicha diferencia notable de caudales de alrededor del 16.79% para un periodo de retorno equivalente a dos años, hace más inexacto el modelado de los mismos, observando la comparación de la Figura 6a y 6b se observa que con un periodo de retorno menor los caudales van disminuyendo llegando a un intervalo similar al de los calculados in situ (Figura 4).



a) Sección A b) Sección B

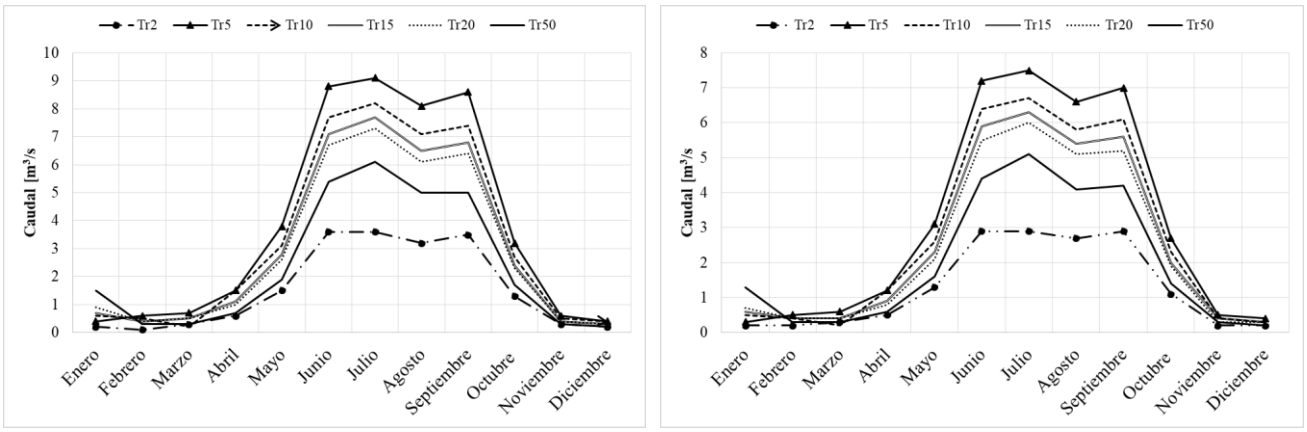
Figura 6.- Resultados del método racional para la estimación del caudal.

Método HEC-HMS: Para obtener los resultados basados en el método SCS, se utilizó la herramienta HEC-HMS, donde con los datos obtenidos aparte de la estadística, y la aplicación del método de Chen, se obtuvo el comportamiento de curva a partir de la ecuación general de la misma, tal que con los datos finales de precipitación, se alimentó el software. En la Figura 7, se observan los resultados obtenidos, calculando de igual forma un CN de 88, por el tipo de suelo. Para obtener tiempo de retraso y retención potencial de la cuenca se determinaron a partir de las ecuaciones 9 y 10, donde se representan la retención potencial y el tiempo de retraso de la cuenca, respectivamente.

$$S = 25.4[\frac{1000}{CN} - 10] \quad [9] \qquad Lag = \frac{Lc^{0.8}(S+1)^{0.7}}{1900 s_c} \quad [10]$$

Dónde S – retención de la cuenca y CN – es el número de curva; Lag – Tiempo de retraso de la cuenca, Lc – Longitud del cauce principal [ft], S –retención potencial, s_c Pendiente del escurrimiento [%]

De los caudales calculados, se determinó que se encuentran más aproximados a los medidos In situ (Figura 4). Al contrario de los obtenidos con la aplicación del método racional, conforme a los periodos de retorno, su valor aumenta llegando a un máximo de 9.2 m^3/s y 7.6 m^3/s para la sección A y B, respectivamente. Por lo tanto, se deduce que los caudales calculados con el método SCS son más acertados, ya que representan la tendencia del comportamiento pluviométrico.



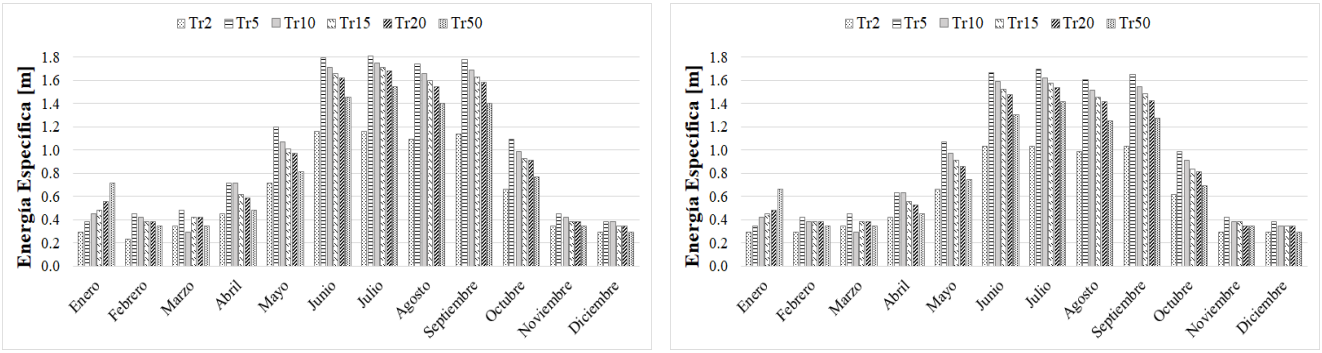
a) Sección A b) Sección B

Figura 7.- Comparación de caudales para distintos periodos de retorno, de acuerdo al método SCS.

Modelación hidráulica

El HEC-RAS permitió determinar que las secciones hasta una distancia de 1.5 km de la presa, tienen inundación en los meses de julio a septiembre, lo que hizo posible establecer un perfil de velocidades para cada mes del año, de tal manera que se determinó el valor de la energía específica, a partir del cual se puede estimar un valor de potencia máxima, que podría tomarse en cuenta para un futuro diseño de obra de toma y turbina.

El comportamiento del perfil del río tiene la misma tendencia de energía específica en todos los periodos de retorno, como el que se muestra en la Figura 8. Así con la estimación de caudales, se puede determinar cuál es una zona óptima para el aprovechamiento hidráulico tomando en cuenta el perfil de velocidades.



a) Sección A b) Sección B

Figura 8.- Resultados de energía específica en las dos secciones de análisis, con diferentes tiempos de retorno (Tr).

CONCLUSIONES

Con base en los resultados obtenidos se puede concluir que, para la elección de método adecuado de cálculo teórico de caudales es recomendable primero trazar la cuenca de estudio y realizar un análisis de las propiedades morfométricas de la misma, con ello se puede seleccionar y delimitar a los métodos que cubran las necesidades del área de estudio.

Para este caso el método racional sobredimensiona los caudales, aun cuando las cuencas trazadas tienen tiempos de concentración alrededor de 234 min, sin embargo el método SCS arroja resultados más cercanos a los parámetros establecidos de acuerdo a los caudales aforados en sitio.

Los datos medidos *in situ* para este trabajo son puntos de referencia son básicos para determinar la validación de los modelos teóricos desarrollados, así como los datos de las estaciones hidrométricas para la determinación de los caudales medios, así mismo, el análisis de los datos de las estaciones meteorológicas permitió determinar que los meses más lluviosos o temporada de avenidas son de julio a septiembre.

Al realizar el modelado, se determinó que una zona adecuada para el estudio de factibilidad de aplicación de generación de energía es la zona 3435, marcada por el estudio de batimetría, la cual se encuentra a la altura del "Puente Benito Juárez", aun cuando haya inundaciones ocasionales.

El cálculo de la energía específica, permitió establecer que en los meses de mayo a octubre, la generación eléctrica podría ser atractiva para la región. Ya que el potencial estimado tiene un valor máximo de 124.8 kW y mínimo de 32.5 kW. Lo que sugiere seguir con el siguiente paso, que es un estudio de factibilidad económica para dicho aprovechamiento energético.

REFERENCIAS

Aranda, D. C. (2010). *Introducción a la hidrología Urbana.* San Luis Potosi, México: Printego. Retrieved 2018

Becerril y Álvarez, A. Á. (2017). *Simulación numérica bidimensional del flujo en cauces naturales altamente erosivos, caso de estudio "Rio Agua Bendita, Metepec Edo. México".* Tesis de licenciatura, Universidad Autonma del Estado de México, Toluca.

Cengel, Y. A. (2012). *Mecánica de fluidos fundamentos y aplicaciones* (2° ed., Vol. Pablo E. Roing). (C. S. Sánchez, Trans.) CDMX, México: McGrawHill. Retrieved Enero 2018

CONAGUA, C. N. (2016). *Atlas del Agua en México 2016.* Ciudad de México: SEMARNAT, Secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales.

ESRI, E. S. (2018, 01 23). *ArcGIS Resources: SIG se basa en capas*. Retrieved from http://resources.arcgis.com/es/help/getting-started/articles/026n00000006000000.htm

García, L. B. (S/E). Nociones de hidrología, El agua y la carretera. In *Manual de carreteras* (pp. 4-5). Madrid, España.

H. Ayuntamiento de Almoya de Juárez. (2016). *Plan de desarrollo municipal 2016 – 2018.* Plan de desarrollo, Almoya de Juaréz.

IMTA y CONAGUA. (1992). Manual de Aforos. In I. CONAGUA, *Métodos de aforos para ríos y canales* (pp. 3-9). México: Subcoordinación editorial, IMTA. Retrieved Febrero 2018

INEGI, I. N. (2014). Sistema de Información Geográfica. (p. 60). Guadalajara: INEGI.

López, J. G. (2012, Junio). Caracterización del modelo HEC-HMS en la cuenca de río Arga en Pamplona y su aplicación a cinco avenidas significativas. *Obras y proyectos, 12*, 15-30. Retrieved Febrero 2018

López, R. (2001). Propuesta de modificación del método racional. *CIMBRA: Revista de Colegio de Ingenieros Técnico de Obras Públicas*(342), 24-28. Retrieved Febrero 2018

NEMS. (2013). *Open Chanel Flow Measurement.* New Zwaland: National Enviromental Monitoring Standards. Retrieved Febrero 2018

Nickisch, M. B. (2008). *Aforadores de corrientes de Agua.* Apuntes de curso, INTA-EEA, Santiago del Estero. Retrieved Febrero 2018

SAGARPA, S. d. (2012). *Hisrología Aplicada a las pequeñas obras hidráulicas.* CDMX, México. Retrieved Febrero 2018

Secretaría de Gobernación, (. (2003, Octubre 15). *ACUERDO por el que se dan a conocer las denominaciones y la ubicación geográfica de las diecinueve cuencas localizadas en la zona hidrológica denominada Río Lerma-Chapala.* Retrieved Enero 15, 2018, from Diario Oficial de la Federación: http://www.dof.gob.mx/nota_detalle.php?codigo=688874&fecha=15/10/2003

SEDATU, S. d. (2016). *Atlas de Riesgos del Municipio de Almoloya de Juárez 2016.* H. Ayuntamiento de Almoya de Juarez, Protección Civil de Almoya de Juarez, Almoloya de Juarez. Retrieved Enero 21, 2018

SEMARNAT, S. d., & CONAGUA, C. N. (2016). *Atlas de agua en méxico 2016.* Coyoacán, Ciudad de México, México. Retrieved Enero 11, 2018

Sotelo Ávila, G. (2002). *Hidráulica de Canales* (1ra ed.). Ciudad de México, CDMX, México: Facultad de Ingeniería - UNAM.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

ESTIMACIÓN DE LÁMINAS DE LLUVIAS MÁXIMAS DIARIAS Y SUS PARÁMETROS ESTADÍSTICOS EN ARGENTINA

Nicolás F. Guillén[1, 2], Carlos M. García[1, 2], Carlos G. Catalini[3], M. Cecilia Botelli[4]

[1]Instituto de Estudios Avanzados en Ingeniería y Tecnología (IDIT CONICET/UNC) y CETA – FCEFyN, Av. Vélez Sarsfield 1611, Ciudad Universitaria, Córdoba, Argentina.
[2]Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas (CONICET), Argentina.
[3]Universidad Católica de Córdoba - Grupo de Investigación de Estudios Hidrológicos en Cuencas Pobremente Aforadas (UCC -EHCPA), Camino a Alta Gracia Km 7 ½, Córdoba Argentina.
[4]Universidad Católica de Salta - Grupo de Investigación de Gabinete de Hidráulica e Instalaciones Sanitarias, Campo Castañares, Salta, Argentina.
E-mail: nfguillen@hotmail.com

RESUMEN:

Actualmente, una gran extensión del territorio argentino no cuenta con herramientas normalizadas para predecir los parámetros de diseño hidrológico de las medidas estructurales y no estructurales requeridas para mitigar la amenaza hídrica; por lo que cada proyectista utiliza los datos disponibles y metodologías de predicción diferentes, según su grado de experiencia y criterio. Esta problemática, hace que se requiera contar con variables de diseño homogeneizadas, estimadas con metodologías estandarizadas de predicción disponibles en una interfaz amigable.

Este trabajo ha sido desarrollado en el marco de un esfuerzo conjunto entre el Centro de Estudios y Tecnología del Agua (CETA) de la Universidad Nacional de Córdoba, la Universidad Católica de Córdoba y la Universidad Católica de Salta, con el fin de estimar los valores de la lámina de lluvias máximas diarias y parámetros estadísticos en Argentina incluyendo las provincias de Salta, Jujuy, Catamarca, Tucumán, Chaco, Formosa, Santiago del Estero, Entre Ríos, Corrientes, Córdoba, Santa Fe, San Luis, Neuquén, Río Negro, La Pampa, Mendoza, Buenos Aires y Misiones. Se reconoce además el invalorable apoyo de instituciones municipales, provinciales y nacionales durante la etapa de recopilación de información para este proyecto.

Hasta el momento se analizaron registros de más de 1500 estaciones pluviométricas disponibles en la región de estudio. A partir de estos registros se elaboraron las series de máximos diarios anuales. Se verificaron las hipótesis estadísticas básicas (presencia de datos atípicos, independencia, estacionalidad y homogeneidad) que debe cumplir una muestra para que tenga validez el análisis de estadística inferencial. Finalmente se seleccionaron registros de estaciones que verificaron las hipótesis propuestas. Sobre los registros seleccionados se realizaron ajustes a 6 funciones de distribución de probabilidad para estimar los valores de máxima lámina de lluvia para los periodos de retorno entre 2 y 100 años, y los intervalos de confianza asociados a cada predicción. Se seleccionó la función Log Normal como óptima y se cuantificaron las diferencias relativas en la predicción debido a esta hipótesis. Finalmente se realizó un análisis espacial de la evolución de los valores de lámina de lluvia diaria y sus parámetros estadísticos en toda la región de estudio utilizando un Sistema de Información Geográfica.

ABSTRACT:

Nowadays, a large area of the Argentine territory does not have standardized tools to predict the hydrological design parameters of the structural and non-structural measures required to mitigate the water risk; so that each designer uses the available data and different prediction methodologies, according to their degree of expertise and criteria. Thus, it is necessary to have homogeneous design

variables, estimated with standardized prediction methodologies and data available in a friendly interface. This work has been developed in the framework of a joint effort between the Center for Water Studies and Technology (CETA) of the National University of Córdoba, the Catholic University of Córdoba and the Catholic University of Salta, in order to estimate the values of maximum daily rainfall and statistical parameters in Argentina including the provinces of Salta, Jujuy, Catamarca, Tucumán, Chaco, Formosa, Santiago del Estero, Entre Rios, Corrientes, Cordoba, Santa Fe, San Luis, Neuquén, Río Negro, La Pampa, Mendoza, Buenos Aires and Misiones. It is also recognized the invaluable support of municipal, provincial and national institutions during the information gathering stage of this project.
So far, records were analyzed of more than 1500 rainfall stations available in the study region. From these records, the series of annual daily maximums were built. The basic statistical hypotheses (presence of atypical data, independence, seasonality and homogeneity) that a time series must fulfill in order to be valid for the analysis of statistics analysis were verified. Finally station records were selected that verified the tested hypotheses. On the selected records, 6 probability distribution functions were fitted to estimate the maximum rainfall values for different return periods between 2 and 100 years, and the confidence intervals associated with each prediction. The Normal Log function was selected for the analysis and the relative differences in the prediction were quantified due to this hypothesis. Finally, a spatial analysis of the evolution of the values of the daily rainfall depth and its statistical parameters in the entire study region was carried out using a GIS.

PALABRAS CLAVES: *Precipitación Máxima Diaria, Diseño Hidrológico, Regionalización, Argentina*

INTRODUCCIÓN

El diseño hidrológico se define como la evaluación del impacto de los procesos hidrológicos y la estimación de valores de las variables relevantes para modificarlo. El diseño hidrológico se puede utilizar para mitigar amenazas hidrológicas proyectando medidas "estructurales", tal es el caso de una represa para el control de crecientes, sistemas de control de excedentes pluviales en obras viales, entre otras, o bien, desarrollando medidas "no estructurales" como ser la determinación de áreas de riesgo, entre otros.

La escala de diseño hidrológico es el rango en magnitud de la variable de diseño dentro del cual se debe seleccionar un valor para determinar el flujo de entrada al sistema. Los factores determinantes en la selección de este valor para una obra civil, son el costo y la seguridad asociada. Sobredimensionar las obras es antieconómico, mientras que sub-dimensionar las mismas pueden ocasionar fallas catastróficas. La magnitud óptima para el diseño es aquella que equilibra criterios de costo y seguridad.

Generalmente al diseño hidrológico se lo utiliza para la estimación de la Creciente de Proyecto. Sin embargo la estimación de los caudales escurridos en la creciente de proyecto está afectada por la insuficiencia estadística de los registros históricos de caudales, lo cual lleva a evaluar indirectamente estos caudales mediante el uso modelos de transformación lluvia – caudal (P-Q), los cuales son alimentados por eventos hipotéticos críticos (lluvias de diseño). Si bien tienen otros componentes, estas lluvias de diseño parten de un vínculo esencial entre los rasgos característicos de la precipitación: la función intensidad-duración-Recurrencia (i-d-T). Las relaciones i-d-T y el patrón de distribución temporal de las lluvias, requeridos para estimar Crecientes de Proyecto, solo se pueden extraer de extensos registros de alta frecuencia, normalmente fajas pluviográficas. Aun remplazando caudal por intensidad de lluvia se continúa teniendo un problema, ya que las series pluviográficas largas también son escasas, aunque menos que las hidrométricas. En cambio, es habitual otro dato de lluvia provisto por pluviómetros: la lámina de lluvia diaria. De esta manera, los técnicos y proyectistas pueden proceder a la estimación mediante un análisis de estadística inferencial de las láminas de lluvias máximas diarias asociadas a diferentes periodos de retorno, a partir de las series de datos pluviométricos registrados en diversos puntos de la cuenca.

OBJETIVOS

El objetivo general del presente trabajo es la elaboración de mapas digitales de lluvias máximas diarias asociados a recurrencias de 2, 5, 10, 20, 25, 50 y 100 años en Argentina.

MATERIALES Y MÉTODOS

Se recopilaron registros de la lámina de lluvia diaria precipitada de más de 1500 estaciones pluviométricas disponibles en la región de estudio que incluye las provincias de Salta, Jujuy, Catamarca, Tucumán, Chaco, Formosa, Santiago del Estero, Entre Ríos, Corrientes, Córdoba, Santa Fe, San Luis, Neuquén, Río Negro, La Pampa, Mendoza, Buenos Aires y Misiones. Para la obtención de datos se recurrió a diferentes fuentes como:

- Páginas web, en su mayoría pertenecientes a entidades gubernamentales
- Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria (INTA).
- Secretarias de Recursos Hídricos de las diferentes provincias.

A continuación se detalla de manera resumida la metodología empleada con la finalidad de cumplimentar el objetivo citado. El proceso se puede resumir de la siguiente manera:

1. Recopilación y pre-procesamiento de series pluviométricas de las distintas estaciones existentes.
2. Ubicación espacial de las distintas estaciones pluviométricas preseleccionadas.
3. Determinación del año hidrológico.
4. Generación de la serie hidrológica de máximas lluvias diarias.
5. Verificación de hipótesis estadísticas de las series históricas de máximas lluvias diarias seleccionadas tales como independencia, estacionalidad y homogeneidad, además de la detección de datos atípicos en las series de precipitación.
6. Determinación de los parámetros provenientes del análisis de estadística descriptiva (media y desvío estándar).
7. Análisis de estadística inferencial mediante el ajuste de distribución de probabilidad.
8. Interpolación de la información puntual, generación de grillas de análisis mediante el uso de un Sistema de Información Geográfica (Idrisi Selva 17.00).
9. Generación de mapas digitales de máximas láminas de lluvia diaria de distintos periodos de retorno.

RESULTADOS

Se observó, para los registros recopilados, que las máximas lluvias se daban entre los meses de Octubre a Abril, por ende, para el análisis se optó por determinar cómo año hidrológico al periodo desarrollado de Julio a Junio del año (calendario) siguiente. Luego de fijar el año hidrológico se elaboraron las series hidrológicas de máximos anuales de lámina de lluvias diarias. Se pudo determinar que los máximos de lluvia máxima diaria ocurrieron generalmente entre los meses de Octubre y Abril, inclusive. Por ello cuando no se contaba con datos en algunos de esos meses, se prescinde de ese año hidrológico, dado que en esos meses es probable que se dé la precipitación máxima anual, lo que podría ocasionar subestimaciones en los análisis estadísticos que se realizarán sobre ellas.

A continuación se realizaron sobre las series de lluvia máxima anual las diferentes pruebas estadísticas (detección de presencia de datos atípicos, independencia, homogeneidad y estacionalidad); en la

Figura **1** se puede observar la distribución espacial de las estaciones que pasaron las mismas.

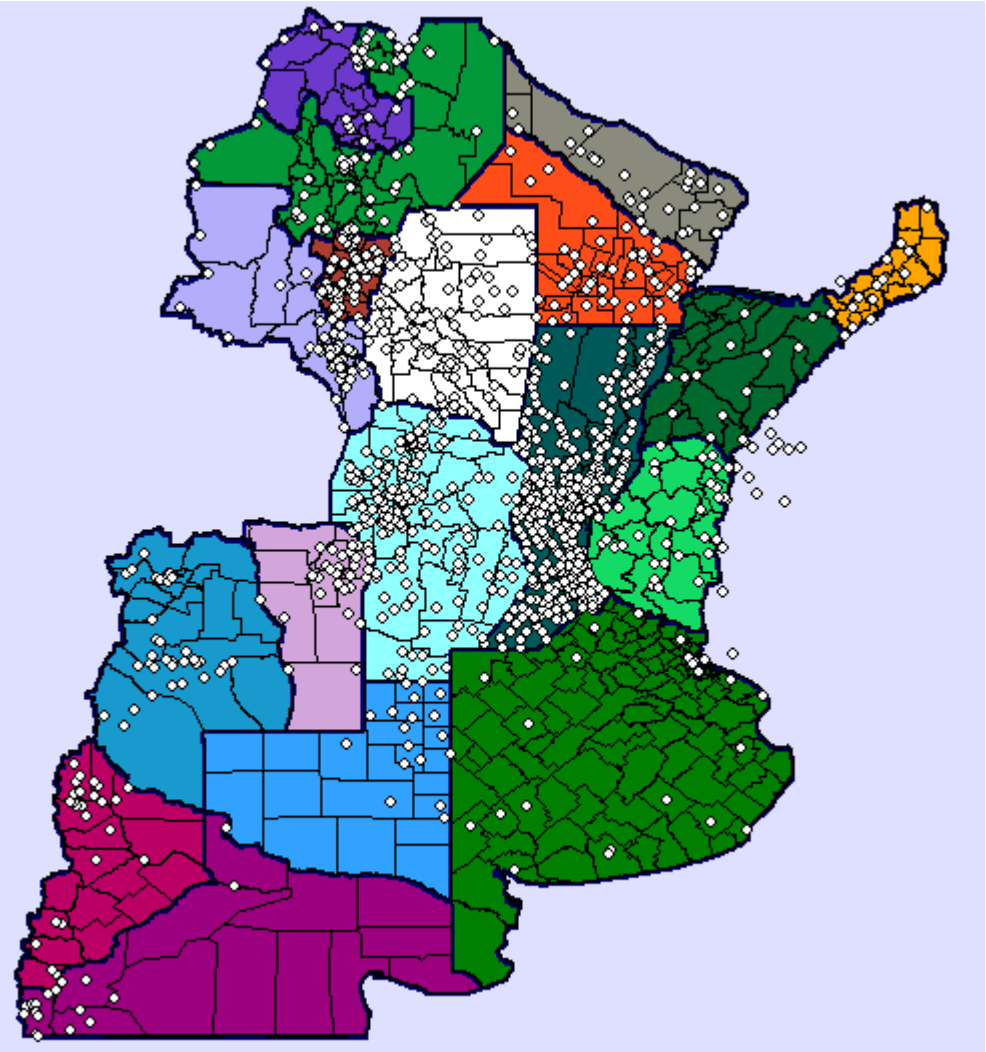


Figura 1.- Estaciones finalmente seleccionadas.

De cada una de las estaciones finalmente seleccionadas, se calcularon los datos estadísticos más importantes de las series anuales de máximos de lluvia diaria: Valor máximo observado en la serie, promedio aritmético y desvío estándar para las series.

Se determinaron las probabilidades empíricas de cada dato de lluvia diaria máxima anual observado, utilizando la Ecuación de Weibull en cada estación pluviométrica.

Luego, dichos datos se ajustaron a las 6 funciones de distribución de probabilidad teóricas siguientes:

a) GEV (Método de Máxima Verosimilitud).
b) Gumbel (Método de Máxima Verosimilitud).
c) LogNormal (Método de Máxima Verosimilitud).
d) GEV (Método de Momentos).
e) Gumbel (Método de Momentos).
f) Log Pearson tipo III (Método de Momentos).

Debido a que este trabajo busca extender un análisis de regionalización de lluvias máximas diarias realizado en otras regiones de Argentina (Belli et al., 2012; Caamaño Nelli y Dasso, 2003; Catalini et al., 2010; Catalini et al., 2012), es que se adopta la misma función de distribución adoptada en esos estudios: Log Normal con parámetros ajustados por el método de Máxima Verosimilitud para representar las muestras de valores de lluvias diarias máximas anuales. Esta hipótesis se verificó para todos las estaciones pluviométricas analizadas.

Con los valores de lámina de lluvia estimados para los distintos periodos de retorno en cada una de las estaciones pluviométricas se utilizaron técnicas de análisis espacial para poder interpolar la información puntual con el objeto de generar grillas de información pluviométrica. La

Figura **2** muestra el Raster interpolado por el método Kriging para la precipitación diaria media máxima anual estimada para un período de retorno de cien años [en mm]. Para las demás recurrencias se hicieron mapas análogos.

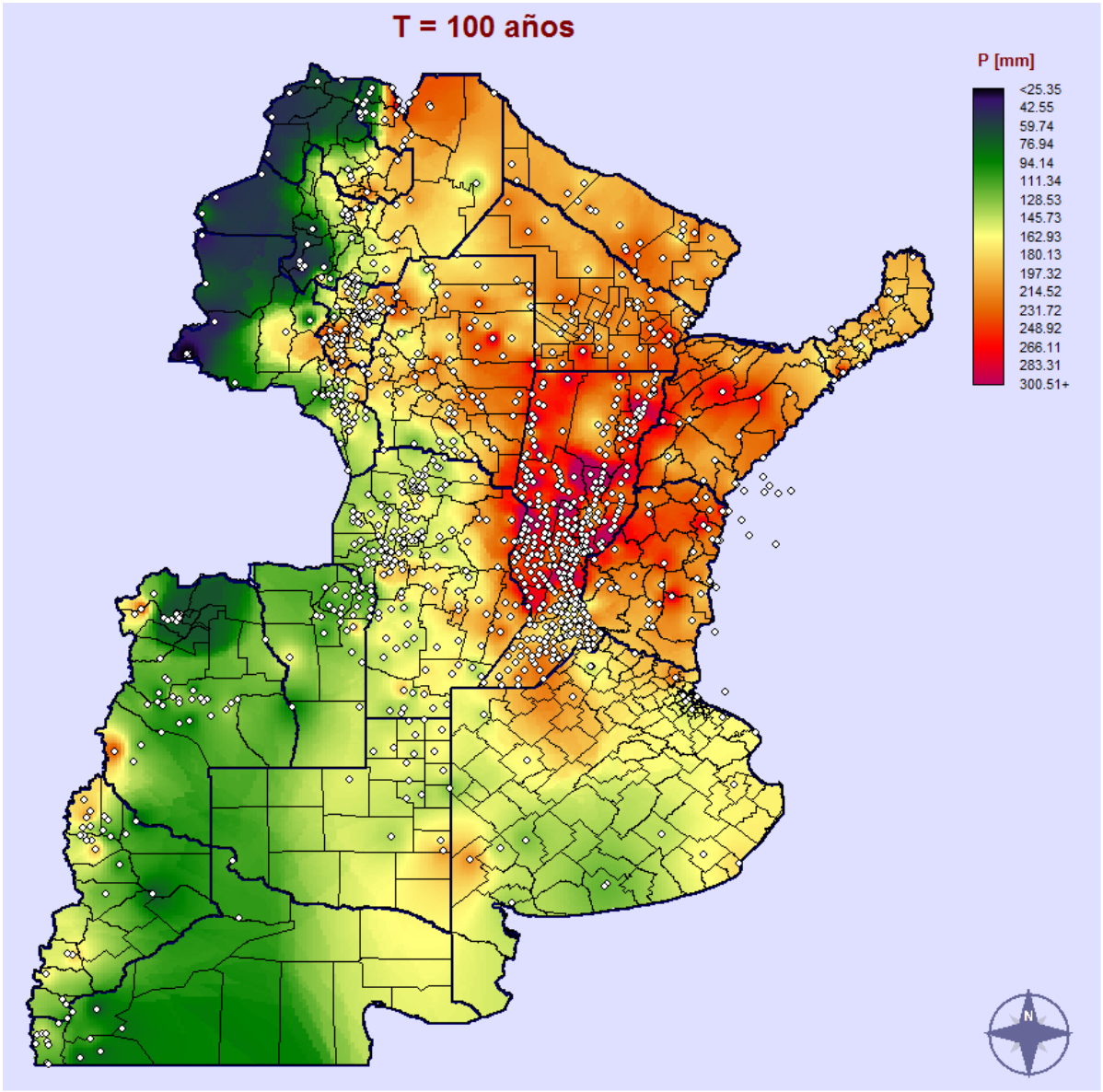


Figura 2.- Raster interpolado por el método Kriging para la Precipitación media máxima estimada para un período de retorno de cien años [en mm].

CONCLUSIONES

- De las 6 alternativas de función de distribución de probabilidad y de método de ajuste ensayado se adoptó la función LOGNORMAL con parámetros estimados por el método de máxima verosimilitud como representativo y se verifico que la incertidumbre debido al tamaño de las muestras utilizadas es más significativo que la incertidumbre debido al modelo probabilístico utilizado.
- Se crearon mapas de láminas de lluvias máximas diarias asociadas a diferentes períodos de retorno

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Belli, Virginia; Cueto, César; Lovera, Daniela; Miguez, Martín; Pinasco, Germán (2012). "Regionalización de lluvias máximas – Aplicación a las provincias de Córdoba y Santa Fe" - *Trabajo final de la carrera Ingeniería Civil – Facultad de Ingeniería – Universidad Católica de Córdoba – Córdoba, Argentina.*

Caamaño, Gabriel; Dasso, Clarita (2003). "Lluvias de Diseño – Conceptos, Técnicas y Experiencias".

Catalini, Carlos; Maidah, Andrea; García, Carlos M.; Caamaño, Gabriel (2010). "Mapas digitales de isohietas de lluvias máximas diarias para la provincia de Córdoba".

Catalini, Carlos; Caamaño Nelli, Gabriel ; García Carlos M., Belli, Virginia; Bianchiotti, Bernabé; Cueto, César; Lérida, Gastón; Lovera, Daniela; Miguez, Martín; Pinasco, Germán; Sánchez, Ezequiel (2012). "Regionalización Paramétrica De Funciones I-D-T. Aplicación A Las Provincias De Córdoba Y Santa Fe"

Guillén, Nicolás Federico (2014). "Estudios Avanzados para el Diseño Hidrológico e Hidráulico de Infraestructura Hídrica" – *Tesis de Maestría – Maestría en Ciencias de la Ingeniería Mención Recursos Hídricos – FCEFyN – UNC – Córdoba, Argentina.*

IAHR AIIH
XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

MODELACIÓN HIDROLÓGICA DE LA CUENCA TRANSPATAGÓNICA DEL RÍO PUELO: APLICACIÓN DE SENSORES REMOTOS

Rodrigo Aguayo G.[1], José Vargas B.[1] y Jorge León M.[2,3]
[1]Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de Concepción, Chile.
[2]Facultad de Ciencias, Universidad Católica de la Santísima Concepción, Chile
[3]Centro Interdisciplinario para la Investigación Acuícola, Concepción, Chile.
rodaguayo@udec.cl, jvargas@udec.cl, leonmunozjorge@gmail.com

RESUMEN:

En los fiordos de la Patagonia, las condiciones oceanográficas son fuertemente influenciadas por los aportes de agua dulce provenientes de los ríos. En particular, la zona de la Patagonia norte describe un marcado patrón de aumento de sequías, tendencia que supera en magnitud y duración a los registros dendrocronológicos de los últimos 4 siglos. Frente a esta tendencia temporal, se hace necesario evaluar el desempeño de un modelo hidrológico que permita estimar los futuros ingresos de agua dulce bajo escenarios de mayor variabilidad climática. Para esto se implementa un modelo conceptual semi-distribuido en la cuenca binacional del río Puelo (Argentina 66%, Chile 34%) a partir de variables observadas *in situ* y obtenidas desde sensores remotos, con el fin de captar de captar los importantes gradientes longitudinales dados por la transición de la cordillera de los Andes. En general, los resultados del modelo logran representar adecuadamente el régimen, la variabilidad y la magnitud del caudal del río Puelo, alcanzando, en las etapas de calibración (2003-2010) y validación (2011-2017), valores del índice modificado de Kling-Gupta de 0.83 y 0.76, respectivamente. Finalmente, se reconocen los sensores remotos como una herramienta que si bien, no reemplaza las observaciones, es un buen complemento hacia la modelación hidrológica en zonas escasamente instrumentadas como los Andes australes.

ABSTRACT:

In the Patagonian Fjords, the oceanographic conditions are strongly influenced by the contributions of fresh water coming from the rivers. Particularly, the area of northern Patagonia describes a pattern of drought increase, a trend that exceeds in magnitude and duration the dendrochronological records of the last 4 centuries. Faced with this temporary trend, it is necessary to evaluate the performance of a hydrological model that allows estimating the future income of fresh water in scenarios of greater climatic variability. For this, a semi-distributed conceptual model is implemented in the binational basin of the Puelo River (Argentina 66%, Chile 34%) from variables observed in situ and remote from the remote, in order to capture the main longitudinal gradients given by the transition of the Andes mountain range. In general, the results of the model managed to represent the regime, variability and magnitude of the Puelo river flow, reaching, in the calibration stages (2003-2010) and validation (2011-2017), values of the modified Kling- Gupta index of 0.83 and 0.76, respectively. Finally, remote sensing must be recognized as a tool that, although it does not replace observations, it is a good complement to hydrological modeling in poorly instrumented areas such as the southern Andes.

PALABRAS CLAVES: Modelación hidrológica, sensores remotos, interacción río-fiordo.

INTRODUCCIÓN

La zona marino-costera de la fracción norte de la Patagonia chilena (<46°S) se constituye como uno de los complejos interconectado de fiordos, bahías y canales más vasto del planeta, cuyas características oceanográficas están caracterizadas por altas contribuciones de agua dulce (Dávila *et al*., 2002). Los ríos son una de las principales fuentes de estos aportes de agua dulce influenciando fuertemente la circulación y las condiciones estuarinas de estos sistemas costeros (Valle-Levinson *et al*., 2007, León-Muñoz *et al*., 2013).

Durante las últimas décadas los caudales de los ríos de esta zona han marcado algunos de los registros más bajos de las últimas 8 décadas. De forma acoplada, ha aumentado la recurrencia y la magnitud de eventos anómalos en los fiordos de la Patagonia, principalmente en años El Niño cuando las precipitaciones y los caudales fueron inferiores a los promedios históricos (Garreaud, 2018). En particular, durante el verano del año 2016 una Floración Algal Nociva (FAN) del dinoflagelado *Pseudochattonella cf. verruculosa* produjo en la Patagonia norte más de 800 millones de dólares en pérdidas, generando en pocos días una mortalidad de salmones de cultivo similar a la que toda la industria salmonera de Chile registra en dos años de producción (Clément *et al*., 2016; León-Muñoz *et al*., 2018), sin mencionar el conflicto social y ambiental generado.

Frente a estos patrones temporales surge la necesidad de generar modelos, que permitan proyectar el comportamiento hidrológico (caudal, régimen) de estos ríos bajos condiciones climáticas plausibles de acontecer en escenarios de mayor variabilidad climática. En particular, las simulaciones hidrológicas en los Andes australes siempre presentan un desafío, porque los forzantes del ciclo hidrológico son mayormente desconocidos, sobre todo en terrenos altos, por lo que además se evalúa la utilización de sensores remotos como un complemento hacia la modelación en zonas escasamente instrumentadas.

AREA DE ESTUDIO

El área de estudio seleccionada fue la cuenca transpatagónica del río Puelo (Figura 1), el cual es el mayor tributario del fiordo de Reloncaví (Q_{medio}^{anual} = 640 m^3/s) y está significativamente correlacionado con los otros principales ríos de la Patagonia chilena (Lara *et al*., 2008; p. ej. Petrohué, Cochamó, Yelcho, Palena, Cisnes y Aysén). El área de la cuenca hasta la desembocadura en el fiordo de Reloncaví corresponde a 9.112 km^2, de los cuales 6.041 km^2 se encuentran en Argentina, divididos en dos provincias (Chubut y Rio Negro), y 3.071 km^2 se ubican en la Región de los Lagos de Chile.

El caudal medio mensual del río fluctúa ampliamente (Q =190-2350 m^3/s), con un régimen hidrológico caracterizado como pluvio-nival, el cual presenta una amplia variabilidad interanual (León-Muñoz *et al*., 2013), y ha mostrado un patrón decreciente en su régimen de caudales durante las últimas décadas (Lara *et al*., 2008; Muñoz *et al*., 2016). Dentro de los factores que influyen en el régimen de caudal destaca la evidente influencia de la cordillera de los Andes, registrándose fuertes gradientes espaciales en un gran porcentaje de las variables involucradas en la modelación hidrológica. Otra variable a considerar es el emplazamiento de diversos lagos insertos en la red hídrica, que funcionan como importantes fuentes de regulación y cuyos espejos de agua cubren más 200 km^2 (Puelo, 47 km^2; Mascardi, 39 km^2, Epuyén, 17 km^2; Tagua-Tagua, 12 km^2).

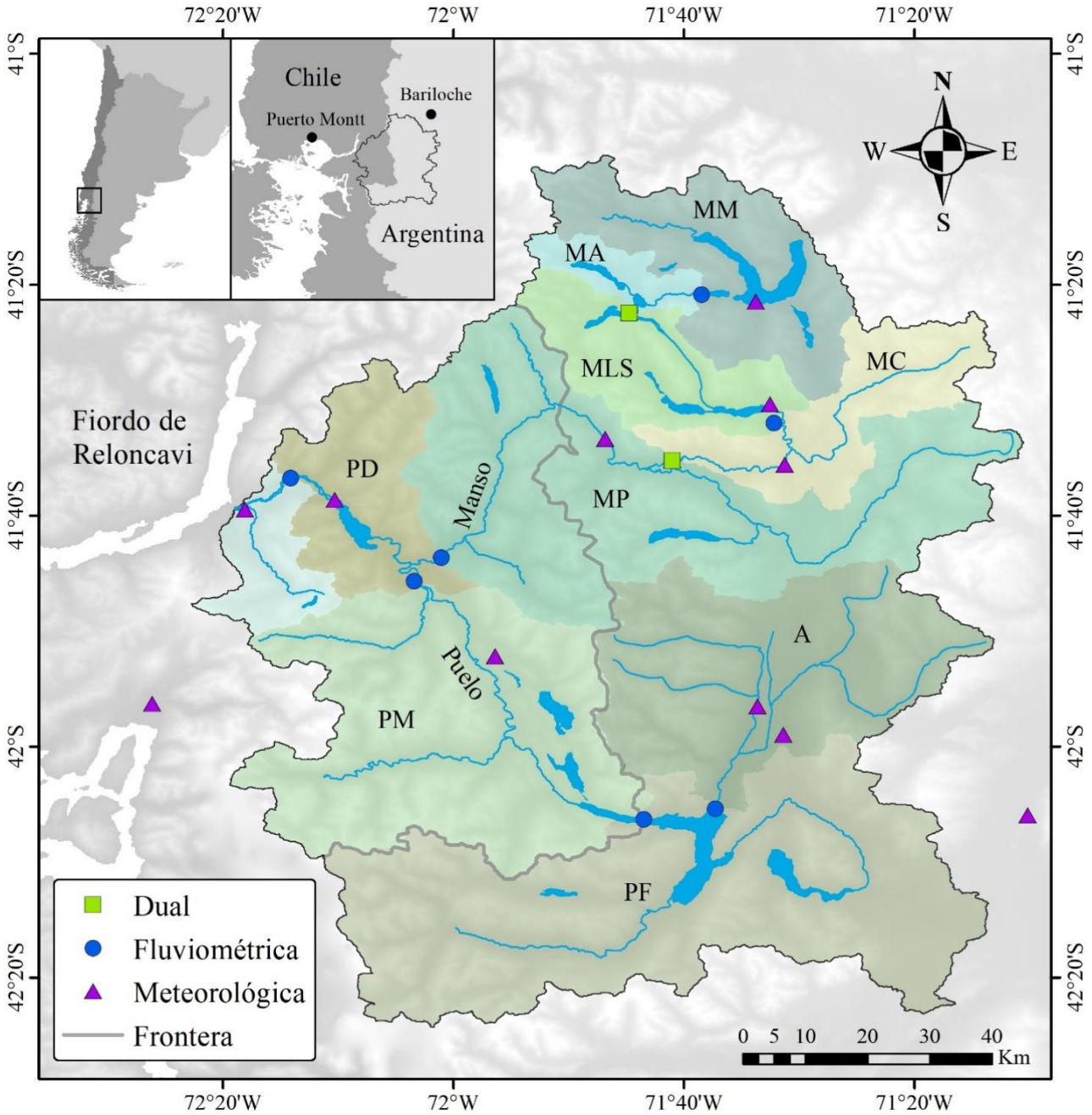


Figura 1.- Cuenca del río Puelo. Las siglas denotan las subcuencas estudiadas. La frontera señala el limite internacional entre Chile y Argentina.

MODELACIÓN HIDROLÓGICA

La esencia del modelo hidrológico propuesto (Figura 2) se basa en el trabajo de Vargas *et al*. (2012), donde el caudal en el punto de cierre de la cuenca es la suma de la escorrentía directa y el flujo base, similar al popular HBV. El modelo hidrológico presenta un carácter mensual, conceptual y agregado, cuyas variables de entrada son la precipitación, la temperatura y el área nival, además se consideran como entrada atemporal la cobertura y tipo del suelo (CTS). Dentro de las modificaciones introducidas, destaca pasar de un modelo agregado a uno semi-distribuido dado por las 9 subcuencas (Figura 1 y 2), debido a los importantes gradientes mencionados. Otro cambio es el ingreso de relaciones entre los niveles de los lagos y el caudal a la salida de estos, asemejándose a una curva de descarga (RLQ en Figura 2).

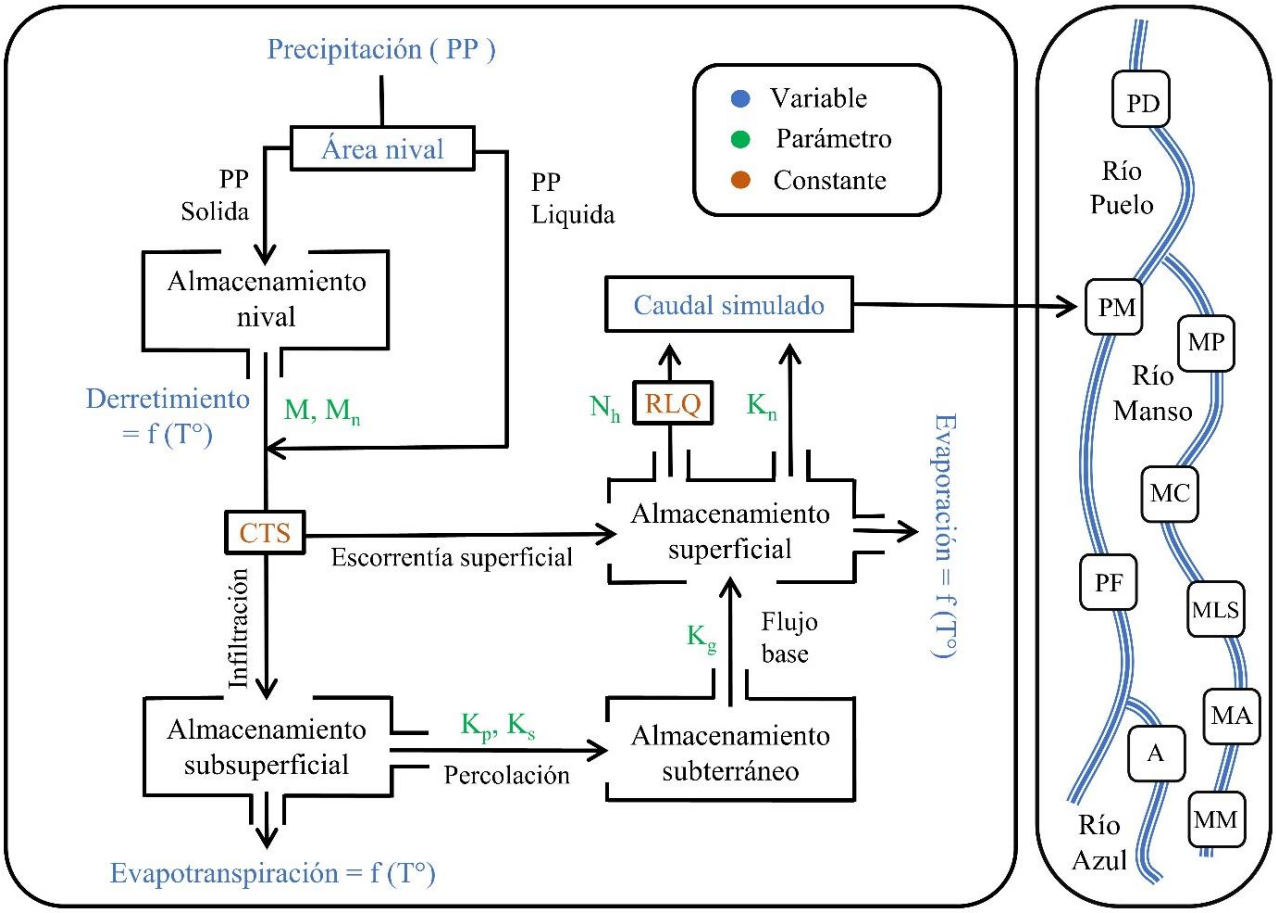


Figura 2.- Esquema del modelo hidrológico.

El punto de partida del modelo se asocia a la precipitación total [$P_t(t)$] disponible para generar escorrentía (Ecuación 1) para lo cual es necesario considerar el aporte del derretimiento del manto nival [Ps(t)]. Para calcular el derretimiento potencial [$\dot{P}s(t)$] se utilizó el método grado-día (Hock, 2003) en función de la temperatura media del aire [T(t)]. Así, el almacenamiento nival [M(t)] se calcula considerando el almacenamiento previo, la precipitación caída y el derretimiento efectivo [Ps(t)], donde [M] y [M_n] son parámetros a calibrar (Ecuación 2, 3 y 4).

$$P_b(t)=P(t)\cdot\frac{(1-M_n\cdot A_{nival})}{A_{cuenca}}+Ps(t)\ . \qquad [1]$$

$$Ps=\begin{cases}\dot{P}s(t)\ , & M(t-1)+P(t)\cdot\frac{M_n\cdot A_{nival}}{A_{cuenca}}-\dot{P}s(t)>0\\ M(t-1)+P(t)\cdot\frac{M_n\cdot A_{nival}}{A_{cuenca}}\ , & \text{caso contrario}\end{cases}, \qquad [2]$$

donde:

$$\dot{P}s=\begin{cases}M\cdot T(t), & T(t)>0\\ 0\ , & T(t)\le 0\end{cases}, \qquad [3]$$

$$M(t)=M(t-1)+P(t)\cdot\frac{M_n\cdot A_{nival}}{A_{cuenca}}-Ps(t)\ . \qquad [4]$$

Los valores de [$P_t(t)$] se utilizan para estimar la fracción que se transforma en escorrentía superficial [R(t)] y la fracción que infiltra [I(t)], cálculo que se realiza mediante Curva Número (CN) (Boughton, 1989). Para cada subcuenca se calculan valores de curva número bajo condiciones normales [CN_2], húmedas [CN_3] y secas [CN_1] (Chow *et al.*, 1994). Luego el valor de curva número [CN(t)] se interpola linealmente entre CN_1 y CN_3 (Ecuación 5), donde [S_{max}] es la máxima humedad permitida en condiciones secas de la zona no saturada [S(t)], que es corregida con el parámetro [K_p].

$$CN(t) = (CN_3 - CN_1) \cdot \frac{S(t-1)}{S_{max}} + CN_1 \ , \qquad [5]$$

Luego, el almacenamiento de humedad del suelo en la zona no saturada [S(t)] se calcula mediante un balance de masa (Ecuación 6), en función de la infiltración [I(t)] (Ecuación 7), la evapotranspiración real [ET(t)] y la percolación [Perc(t)], la cual se estima considerando una tasa de percolación constante [Ks] (Ecuación 8).

$$S(t) = S(t-1) + I(t) - Perc(t) - ET(t) \ , \qquad [6]$$

donde:

$$I(t) = P_b(t) - R(t), \ \text{si } P_b(t) > R(t), \qquad [7]$$

$$Perc(t) = \begin{cases} S(t) + I(t) - S_{max} + K_s \cdot S(t-1), & \text{si } S(t) + I(t) > S_{max} \\ K_s \cdot S(t-1), & \text{en otro caso} \end{cases} . \qquad [8]$$

Para estimar la percolación se procede al cálculo del almacenamiento de humedad en la zona subterránea [G(t)], el cual se calcula como la suma del almacenamiento previo y la percolación, menos el flujo base dado por un parámetro de recesión de flujo subterráneo [K_g] (Ecuación 9).

$$G(t) = G(t-1) + Perc(t) - K_g \cdot G(t-1). \qquad [9]$$

En ausencia de lagos el caudal se calcula en base a una relación lineal entre el almacenamiento superficial [N(t)] y el caudal en el desagüe de este [Q(t)] dada por el parámetro de recesión de flujo superficial [K_n] (Ecuación 10 y 11); en caso contrario, se opta por construir "curvas de descargas" utilizando los niveles de los lagos y el caudal mensual observado a la salida de las subcuencas MM, MLS y PF (Figura 1). El nivel de los lagos se simula a partir del almacenamiento superficial [N(t)] y un parámetro de forma [N_h] (Ecuación 12). Uno de los objetivos de esta aproximación es reproducir adecuadamente los caudales de estiaje, los cuales no se vinculan directamente a los patrones de precipitación.

$$Q_{lago}^{sin}(t) = K_n \cdot [(N(t-1) + R(t) + K_g \cdot G(t-1)) \cdot A_s - EV(t) \cdot A_l], \qquad [10]$$

$$N(t) = (1-K_n) \cdot [(N(t-1) + R(t) + K_g \cdot G(t-1)) \cdot A_s - EV(t) \cdot A_l], \qquad [11]$$

$$Q_{lago}^{con}(t) = f(\text{Nivel de lago}) = f(N(t), N_h). \qquad [12]$$

Finalmente, la calibración del modelo hidrológico implica el ajuste de los 6 parámetros previamente mencionados, a través de la minimización de una función objetivo (Ecuación 13), desde las subcuencas aguas arriba hacia aguas abajo para el periodo 2003-2010. La evaluación del desempeño se mide para el periodo 2011-2017 mediante el índice modificado de Kling-Gupta (KGE), cálculo que considera la correlación, el sesgo y la variabilidad (Kling et al., 2012).

$$F.O. = \min \sum (Q_{sim} - Q_{obs})^2 \qquad [13]$$

ENTRADAS DEL MODELO

Las entradas y variables que requiere el modelo hidrológico demandan el siguiente proceso:

i) Caracterización biogeográfica y edafológica de la cuenca a través de la extracción de la cobertura de suelos del producto MODIS MCD12Q1 y la obtención de las granulometrías de la base de datos "Harmonized World Soil v1.2. En el primer caso los datos fueron validados con información del "Catastro de los Recursos Vegetacionales Nativos de Chile" (CONAF y UACh, 2014), mientras que en la fracción argentina la validación se realizó en función del "Monitoreo de la Cobertura y el Uso del Suelo" (INTA, 2009). Los valores de Curva Numero se asignan de acuerdo a la clasificación IGBP (Gonzalez *et al*., 2015).

ii) Levantamiento de información de las estaciones hidro-meteorológicas pertenecientes a la Dirección General de Aguas en Chile y la Subsecretaria de Recursos Hídricos en Argentina. Las variables recolectadas fueron: precipitación, temperatura, caudales y niveles de lagos, las cuales son sometidas a análisis cluster, consistencia y relleno estadístico.

iii) Debido a las escasas estaciones ubicadas en la cuenca (Figura 1) y la baja altitud que presentan se opta por utilizar sensores remotos para captar los gradientes orográficos y aumentar la representatividad espacial de las variables de precipitación, temperatura y área nival. En el caso de la precipitación se opta por el satélite CHIRPSv2 (resolución 0.05°) por su buen comportamiento a lo largo de Chile (Zambrano et al., 2017). La integración areal y corrección del sesgo se realiza mediante polígonos de Thiessen modificados por los patrones espaciales que presenta el satélite CHIRPSv2. La evapotranspiración potencial (PET) se calcula mediante la fórmula de Thornthwaite (Thornthwaite, 1954) a partir del producto mensual de temperatura MOD11B3, el cual es corregido mediante regresiones lineales múltiples con las observaciones. Luego se obtienen valores de ET y PET desde el sensor remoto MODIS MOD16A3, con los cuales se estiman factores [ET/PET] para transformar los valores de [PET] en [ET], bajo el supuesto que estos factores no varían, similarmente a un coeficiente de cultivo. Por otra parte, la evaporación de la superficie libre [EV] es estimada a partir una relación entre un evaporímetro ubicado cerca de la desembocadura del río Puelo y los valores de PET en la misma estación (EV = f (PET), $R^2 = 0.91$, $p < 0.001$). Finalmente, el área nival es obtenida de los productos MODIS MOD10A2 y MYD10A2 (resolución 500m, 8 días. Las imágenes evidencian una alta cobertura de nubes principalmente en los meses de invierno que impide que los sensores ópticos capten las longitudes de onda del infrarrojo visible. Para abordar este problema se adapta el algoritmo propuesto por Dariane et al. (2017), el cual considera la comparación de los dos satélites (Parajka y Blöschl, 2008), la línea de nieves (Da Ronco y De Michele, 2014; Parajka et al., 2010) y un filtro de los pixeles vecinos (Gafurov y Bardossy, 2009) y temporal (Da Ronco y De Michele, 2014).

RESULTADOS

El uso de sensores remotos y de los datos colectados *in situ* permite conocer los patrones espaciales de las principales variables del modelo hidrológico. En el caso de la precipitación los resultados obtenidos desde la integración de los datos con el producto CHIRPSv2, muestran una clara diferenciación espacial de los rangos de precipitación, siendo estos máximos en la vertiente occidental de la cordillera de los Andes, debido al efecto orográfico (Figura 3 y 4a). Por ejemplo, a partir de las observaciones es posible observar que en el extremo oeste precipitan aproximadamente 3400mm, mientras que en otro extremo solo precipitan 500 mm aproximadamente, registrando así una variación cercana a los 3000 mm en solo 100 km.

La validación del producto CHIRPSv2 con las observaciones reportadas por las estaciones meteorológicas arroja una disminución del desempeño hacia el oriente de la cuenca del río Puelo, que va desde índices KGE de 0.8 hasta valores negativos. Lo anterior se debe principalmente a una sobreestimación que se produce en Argentina y a una subestimación en Chile, registrando sesgos (razón entre las medias) de 1.8 y 0.6, respectivamente (Figura 3). Sin embargo, el sensor remoto logra captar el mismo patrón de precipitación (coeficiente de Pearson ~0.8), pero con variaciones importantes producto del efecto orográfico no capturado por las observaciones que se encuentran normalmente a bajas elevaciones (Figura 4a).

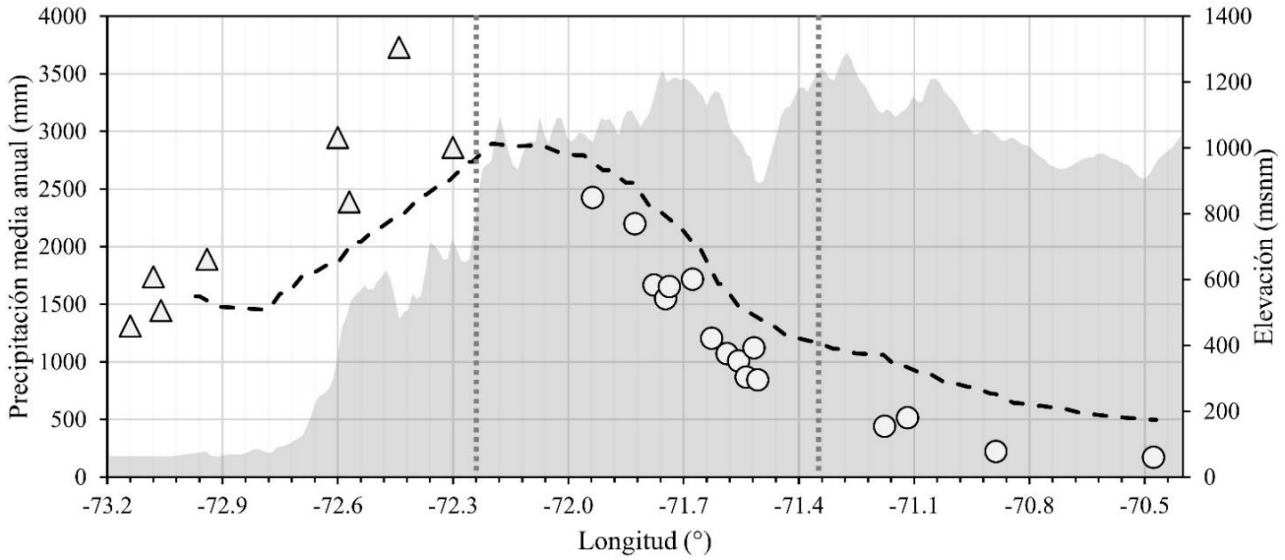


Figura 3.- Comparación entre la precipitación observada (círculos en Argentina y triángulos en Chile) y la obtenida por vía satelital (línea negra segmentada). El fondo gris indica el relieve, mientras que las líneas grises señalan las latitudes entre las cuales en encuentra la cuenca.

En relación a las zonas de acumulación de nieve, los datos extraídos de los productos MOD10A2 y MYD10A2, muestran zonas de acumulación, que se ubican principalmente en los cordones montañosos de Nevada y Cholila, los cuales marcan la división geográfica entre ambos países (Figura 4b). En términos temporales el máximo (~70% del área cubierta) se produce en julio, por lo que el derretimiento controla el escurrimiento superficial de los meses posteriores, especialmente durante noviembre, donde se observa un marcado peak nival.

Con respecto a la evapotranspiración, en la Figura 4c la evapotranspiración real corregida por el coeficiente de cultivo obtenido del producto MOD16A3. Se presentan patrones esperables, ya que por ejemplo el mayor potencial de evapotranspiración se encuentra hacia el este de la cuenca, pero éste queda sujeto a la disponibilidad de agua que realmente pueda ser evapotranspirada; proceso similar se observa en zonas que se encuentran cercanas a la isoterma 0.

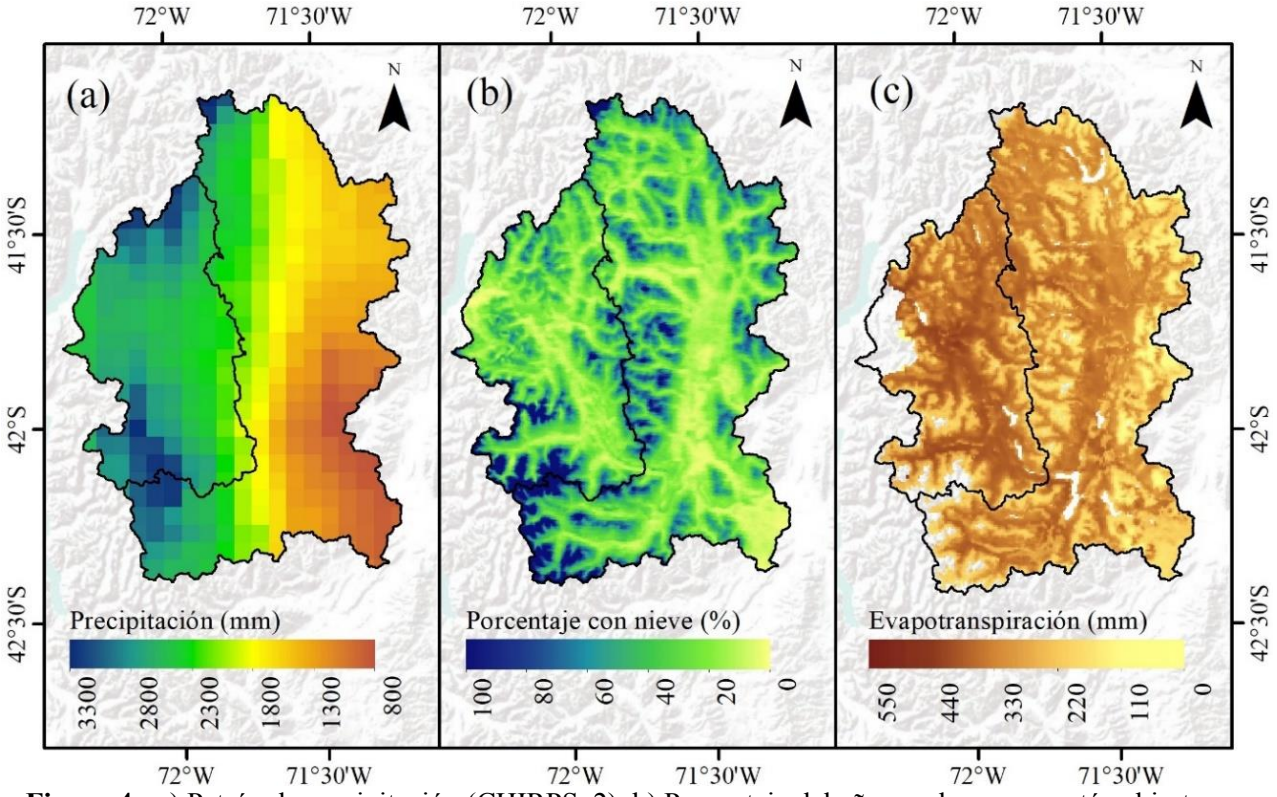


Figura 4.- a) Patrón de precipitación (CHIRPSv2). b) Porcentaje del año que la cuenca está cubierta por nieve (MOD10A2 y MYD10A2). c) Evapotranspiración media anual (MOD11B3 y MOD16A3)

Finalmente, con relación al modelo hidrológico, pese a ser una simplificación gruesa de los procesos físicos que se desarrollan dentro de la cuenca es capaz de representar de buena forma los caudales del periodo analizado en la mayoría de las subcuencas. En ambas etapas, el modelo evidencia valores del índice KGE, en promedio, superiores a 0.80 (Tabla 1). En la fracción final del río Puelo, antes de llegar al fiordo de Reloncaví, el modelo alcanza un índice KGE de 0.83 y 0,75 para las etapas de calibración y validación, respectivamente, logrando simular adecuadamente los volúmenes, la variabilidad de los regímenes de caudales y las señales de crecidas y de estiajes (Figura 5).

Tabla 1. Desempeño del modelo hidrológico por subcuenca evaluado a través del índice KGE, donde: r = Coef. de Pearson, β = Sesgo (u_{obs} / u_{sim}), γ = Variabilidad (CV_{obs} / CV_{sim}).

Subcuenca	Calibración				Validación			
	r	β	γ	KGE	r	β	y	KGE
MM	0.81	0.99	1.01	0.81	0.83	0.93	0.93	0.80
MA	0.84	1.00	0.89	0.81	0.82	0.99	0.82	0.75
MLS	0.86	1.07	1.09	0.82	0.87	0.97	1.06	0.85
MC	0.83	1.14	1.06	0.78	0.84	0.94	0.81	0.74
MP	0.92	1.01	0.97	0.90	0.84	0.96	0.89	0.80
A	0.88	0.99	0.92	0.86	0.87	0.99	0.88	0.82
PF	0.80	1.01	0.87	0.76	0.71	0.94	1.01	0.71
PM	0.85	0.99	0.98	0.85	0.85	1.01	0.90	0.82
PD	0.92	0.99	0.85	0.83	0.86	0.93	0.80	0.75

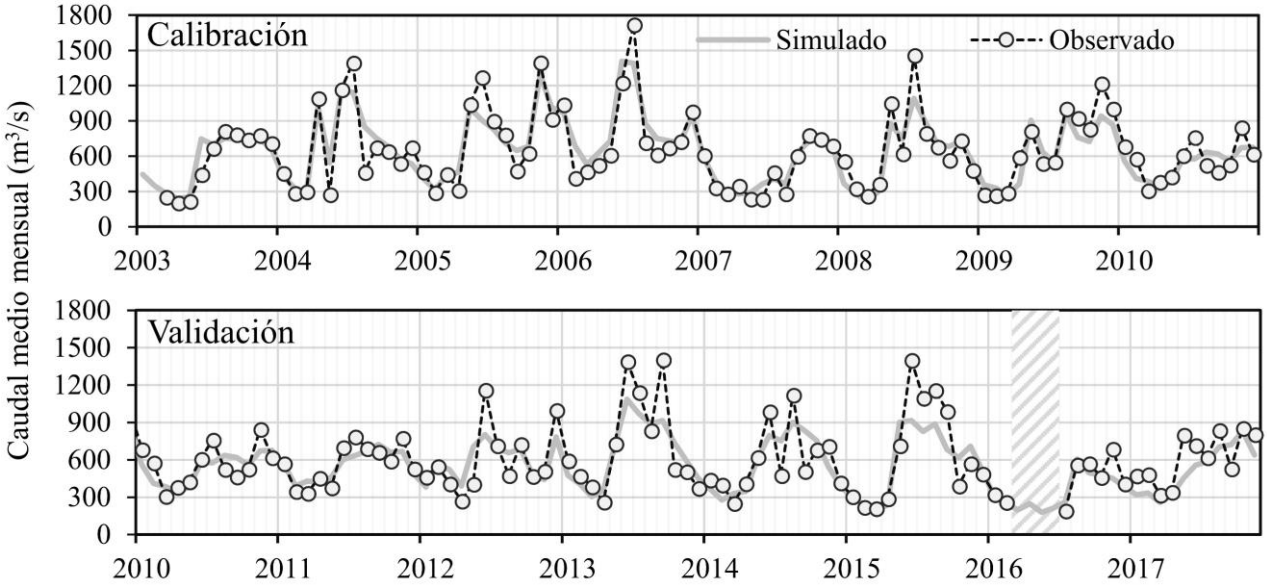


Figura 5.- Desempeño para la fracción final del río Puelo antes de desembocar en el fiordo de Reloncaví (PD; Figura 1). En achurado se indica el periodo donde la estación no reportó datos.

DISCUSIÓN

La inclusión de sensores remotos en la modelación hidrológica viene a suplir las falencias de las estaciones meteorológicas en la representación de las variables involucradas en el ciclo hidrológico de la cuenca. La distribución espacial arroja importantes gradientes latitudinales y altitudinales, dados por la transición geográfica hacia Argentina, registrando 3000mm de diferencia en solo 100 km. En específico, la baja del rendimiento del producto de precipitación CHIRPSv2 se debe a que no logra capturar los valores medios de precipitación en ambas vertientes de la cordillera.

Con respecto al área nival, se reconoce como fundamental la programación de un algoritmo que sea capaz de realizar la corrección ante la presencia abundante de nubes, ya que la variable de área nival es crítica al momento de separar el derretimiento del escurrimiento directo, por lo que una errada estimación de la nieve durante los meses invernales podría llevar grandes fuentes de incertidumbre en la modelación hidrológica. En la misma línea, se reconocen limitaciones del modelo cuando la cuenca se encuentra cubierta por nieve, ya que frente a bajas temperaturas la nieve tiende a acumularse y no derretirse en el mismo mes, por lo que se tiende subestimar los caudales de crecida en aquellos periodos. Frente a esta tendencia cabe preguntarse si hacia mayores latitudes, donde la acumulación del manto nival es mayor, el modelo presentará desempeños similares o inferiores.

A pesar que el modelo hidrológico conceptual no es capaz de capturar las no linealidades inherentes a los procesos de generación de escorrentía (al tener un paso mensual), fue capaz de obtener un buen desempeño a lo largo de los tributarios que componen el río Puelo (Tabla 1). Se concluye que pese a limitaciones que presentan los sensores remotos, son capaces de capturar los patrones presentes en las observaciones, por lo que se reconocen como una herramienta que no viene reemplazar las observaciones, si no como un complemento a la modelación hidrológica en zonas de transiciones importantes y escasamente instrumentadas como los Andes australes.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen el financiamiento entregado por el Instituto de Fomento Pesquero (IFOP) en el marco del proyecto "Determinación de las escalas de intercambio de aguas en fiordos y canales de la Patagonia", y al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología de Chile (CONICYT) por el proyecto FONDECYT de Iniciación Nº11170768 "*Potential effects of land use change on fjords of western Patagonia under climate change scenarios".*

REFERENCIAS

Boughton, W. C. (1989). "A review of the USDA SCS curve number method". *Soil Research*, Vol. 27, No. 3, pp. 511-523.

Chow, V. T., D. R. Maidment y L. W. Mays (1994). *Hidrología aplicada*. McGraw-Hill.

CONAF, UACh (2014). "Monitoreo de cambios, corrección cartográfica y actualización del catastro de recursos Vegetacionales Nativos de la Región de Los Lagos". Corporación Nacional Forestal, Universidad Austral de Chile. Valdivia, Chile

Clément, A., L. Lincoqueo, M. Saldivia, C. Brito, F. Muñoz, C. Fernández, F. Pérez, C. Maluje, N. Correa, V. Moncada y G. Contrera (2016). "Exceptional Summer Conditions and HABs of Pseudochattonella in Southern Chile Create Record Impacts on Salmon Farms". *Harmful Algae News,* Vol. 53, pp. 1–3.

Da Ronco, P. y C. De Michele (2014). "Cloud obstruction and snow cover in Alpine areas from MODIS products". *Hydrology and Earth System Sciences*. Vol. 18, No. 11, pp. 4579.

Dariane, A. B., A. Khoramian, y E. Santi (2017). "Investigating spatiotemporal snow cover variability via cloud-free MODIS snow cover product in Central Alborz Region". *Remote Sensing of Environment*, Vol. 202, pp. 152-165.

Dávila, P. M., D. Figueroa y E. Müller (2002). "Freshwater input into the coastal ocean and its relation with the salinity distribution off austral Chile". *Continental shelf research*, Vol 22, No. 3, pp. 521-534.

Gafurov, A. y A. Bárdossy (2009). "Cloud removal methodology from MODIS snow cover product". *Hydrology and Earth System Sciences*. Vol. 13, No. 7, pp. 1361.

Garreaud, R. D. (2018). "Record-breaking climate anomalies lead to severe drought and environmental disruption in western Patagonia in 2016". *Climate Research*, Vol. 74, No. 3, pp. 217-229.

Gonzalez, A., M. Temimi y R. Khanbilvardi (2015). "Adjustment to the curve number (NRCS-CN) to account for the vegetation effect on hydrological processes". *Hydrological Sciences Journal*, Vol. 60, No. 4, pp. 591-605.

Hock, R. (2003). "Temperature index melt modelling in mountain areas". *Journal of Hydrology*. Vol. 282, pp. 104–115.

INTA (2009). "Monitoreo de la Cobertura y el Uso del Suelo a partir de sensores remotos". Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria. Argentina.

Kling, H., M. Fuchs y M. Paulin (2012) "Runoff conditions in the upper Danube basin under an ensemble of climate change scenarios". *Journal of Hydrology*. Vol. 424, pp. 264–277.

Lara, A., R. Villalba y R. Urrutia (2008) "A 400-year tree-ring record of the Puelo River summer–fall streamflow in the Valdivian Rainforest eco-region, Chile". *Climatic Change*, Vol. 86, No. 3, pp. 331-356.

León-Muñoz, J., R. Marcé y J. L. Iriarte (2013) "Influence of hydrological regime of an Andean river on salinity, temperature and oxygen in a Patagonia fjord, Chile". *New Zealand Journal of Marine and Freshwater Research,* Vol. 47, No. 4, pp. 515-528.

León-Muñoz, J., M. A. Urbina, R. Garreaud J. L y Iriarte (2018). "Hydroclimatic conditions trigger record harmful algal bloom in western Patagonia (summer 2016)". *Scientific Reports*, Vol. 8, No. 1, pp. 1330.

Muñoz, A.A., A. González-Reyes, A. Lara, D. Sauchyn, D. Christie, P. Puchi, R. Urrutia-Jalabert, I. Toledo-Guerrero, I. Aguilera-Betti, I. Mundo, P.R. Sheppard, D. Stahle, R. Villalba, P. Szejner, C. LeQuesne y J. Vanstone (2016). "Streamflow variability in the Chilean Temperate-Mediterranean climate transition (35°S–42°S) during the last 400 years inferred from tree-ring records". *Climate Dynamics*. Vol. 47, pp. 4051–4066.

Parajka, J., y G. Blöschl (2008). "Spatio-temporal combination of MODIS images–potential for snow cover mapping". *Water Resources Research.* Vol. 44, No. 3.

Parajka, J., M. Pepe, A. Rampini, S. Rossi y G. Blöschl (2010). "A regional snow-line method for estimating snow cover from MODIS during cloud cover". *Journal of Hydrology*. Vol 38, No. 3-4, pp. 203-212.

Thornthwaite, C. W. (1954). "A re-examination of the concept and measurement of potential evapotranspiration". *Publications in climatology*, Vol. 7, No. 1, pp. 200-209.

Valle-Levinson, A., N. Sarkar, R. Sanay, D. Soto, y J. León (2007). "Spatial structure of hydrography and flow in a Chilean fjord, Estuario Reloncaví". *Estuaries and coasts*, Vol. 30, No. 1, pp. 113-126.

Vargas, J., L. de la Fuente, y J. L. Arumí (2012) "Balance hídrico mensual de una cuenca Patagónica de Chile: Aplicación de un modelo parsimonioso". *Obras y proyectos*, Vol. 12, pp. 32-41.

Zambrano-Bigiarini, M., A. Nauditt, C. Birkel, K. Verbist y L. Ribbe (2017). "Temporal and spatial evaluation of satellite-based rainfall estimates across the complex topographical and climatic gradients of Chile". *Hydrology and Earth System Sciences*, Vol. 21. No. 2, pp. 1295-1320.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

MODELACIÓN HIDROLÓGICA DIARIA EN CUENCAS CON DIFERENTES CARACTERÍSTICAS DE URUGUAY

Santiago Narbondo, Magdalena Crisci y Christian Chreties
Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental - Facultad de Ingeniería - Universidad de la República – Uruguay
snarbondo@fing.edu.uy
mcrisci@fing.edu.uy
chreties@fing.edu.uy

RESUMEN:

La modelación hidrológica es una herramienta fundamental para la gestión sustentable de los recursos hídricos ya que permite analizar la disponibilidad del recurso en cuencas no aforadas y bajo diferentes escenarios potenciales, si bien Uruguay tiene el privilegio de contar con una abundante oferta hídrica, la creciente intensificación del uso del agua por un lado y el aumento de la demanda atmosférica y de la variabilidad climática por otro, evidencian la escasez del recurso.

El presente trabajo busca evaluar la performance del modelo hidrológico GRJ4 (Génie Rural à 4 paramèters Journalier, Perrin, et al., 2003) en diferentes cuencas representativas del Uruguay. Además, se analizan y se asocian dos parámetros del modelo a características físicas de las cuencas.

Los resultados obtenidos en cuanto a la evaluación del modelo tanto para la calibración individual como en el último escenario mencionado han sido por demás satisfactorios. Esto deja un auspicioso futuro en cuanto a la regionalización de los parámetros del modelo, lo cual es fundamental para aplicarlo en cuencas no aforadas con resultados fiables.

ABSTRACT:

Hydrological modeling is a fundamental tool for the sustainable management of water resources since it allows analyzing the availability of the resource in ungauged basins and under different potential scenarios, although Uruguay has the privilege of having an abundant water supply, the increasing intensification the use of water on the one hand and the increase in atmospheric demand and climatic variability on the other, evidence the scarcity of the resource.

The present work seeks to evaluate the performance of the hydrological model GRJ4 (Génie Rural à 4 paramèters Journalier, Perrin, et al., 2003) in different representative basins of Uruguay. Likewise, two parameters of the model are analyzed and associated with physical characteristics of the basins.

The results obtained regarding the evaluation of the model both for the individual calibration and in the last mentioned scenario have been very satisfactory. This leaves an auspicious future in terms of the regionalization of the parameters of the model, which is essential to apply it in ungauged basins with reliable results.

PALABRAS CLAVES: Hidrología Superficial; Gestión de Recursos Hídricos; Modelación Hidrológica Diaria

INTRODUCCIÓN

Si bien Uruguay tiene el privilegio de contar con una abundante oferta hídrica, la creciente intensificación del uso del agua por un lado y el aumento de la demanda atmosférica y de la variabilidad climática (asociados al cambio climático) por otro, evidencian la escasez del recurso, la cual se manifiesta principalmente en períodos de déficit hídrico. A su vez la acción antrópica sobre los recursos naturales vinculados a los cursos de agua se ha desarrollado prácticamente sin planificación previa, generando como consecuencia diferentes conflictos y problemáticas específicas. Esto pone de manifiesto la necesidad de generar herramientas para la gestión sustentable de los recursos hídricos en el país. Para ello es fundamental el desarrollo de herramientas de modelación hidrológica, a partir de las cuales sea posible producir información cercana a la realidad en cuencas no aforadas y analizar la disponibilidad del recurso hídrico bajo diferentes escenarios potenciales. A nivel nacional existen numerosos antecedentes en materia de modelos de balance hídrico de paso mensual y en modelos de eventos extremos, ampliamente extendidos para el diseño de obras hidráulicas (MVOTMA, 2011), disponiendo de un modelo de paso mensual regionalizado para todo el país basado en el modelo de Témez (Témez, 1977). Asimismo, en cuanto a la modelación de eventos, se tiene gran experiencia en la aplicación del método del Número de Curva (USDA; 2010), obteniendo una muy buena representación de los hidrogramas de crecida para eventos extremos en cuencas del Uruguay, apoyado en una clasificación de los suelos de nuestro país asociada a la propuesta por el USDA (Molfino, 2001). Sin embargo, en lo que respecta a modelos hidrológicos de simulación continua, es muy poca la experiencia reciente, disponiendo hoy en día de los datos y del desarrollo académico y tecnológico adecuados para avanzar en este campo.

En el presente trabajo se evalúa el desempeño del modelo hidrológico GRJ4 (Génie Rural à 4 paramèters Journalier, Perrin, et al., 2003) en diferentes cuencas representativas del Uruguay. Asimismo, se analizan y se asocian los 2 parámetros más importantes del modelo a las características físicas de las cuencas.

AREA DE ESTUDIO Y DATOS

Se seleccionaron 13 cuencas distribuidas en todo el país y con diferentes características (Figura 1 y Tabla 1), con el objetivo de obtener una buena representación del comportamiento de las cuencas de Uruguay. Dentro la selección se eligió aquellas que contaran al menos con una estación hidrométrica en la progresiva del cauce principal y que tuvieran una cantidad admisible de pluviómetros funcionando en un periodo común. Se incluyeron para la implementación del modelo cuencas desde 300 km2 a 4700 km2, como puede verse en la Tabla 1, con el fin de comprobar su performance en todos los rangos de caudal. En la Tabla 1 se presenta además el área y pendiente media de la cuenca, los valores medios de capacidad de campo (CC), punto de marchitez permanente (PMP), agua disponible (AD) y porosidad eficaz del suelo, así como la pendiente, largo del cauce principal y el tiempo de concentración (Tc) de la cuenca.

Para representar las características hidrológicas del suelo fue utilizado el mapa de suelos CONEAT a escala 1:40.000 (Molfino, 2009), disponible para todo Uruguay. Los valores de AD, CC, PMP y porosidad eficaz de los suelos CONEAT son estimados en función de contenidos porcentuales de arena, limo, arcilla y materia orgánica presentes en cada unidad de suelo (Molfino, 2009, Fernández, 1979 y Silva et al., 1988.). En base a esto, se pondera por área para obtener un valor representativo de las características hidrológicas del suelo en cada cuenca. La pendiente del cauce se calculó por velocidad y el tiempo de concentración con la fórmula de Ramser y Kirpich (1940).

Para la implementación del modelo fueron utilizados además los datos de precipitación diaria registrada en las estaciones de INUMET y UTE y los datos de evapotranspiración potencial, calculada según el método de Penman-Monteith, obtenidos en las estaciones meteorológicas de INIA. Luego para la calibración se utilizaron los datos de caudal registrados por DINAGUA al cierre de cada cuenca.

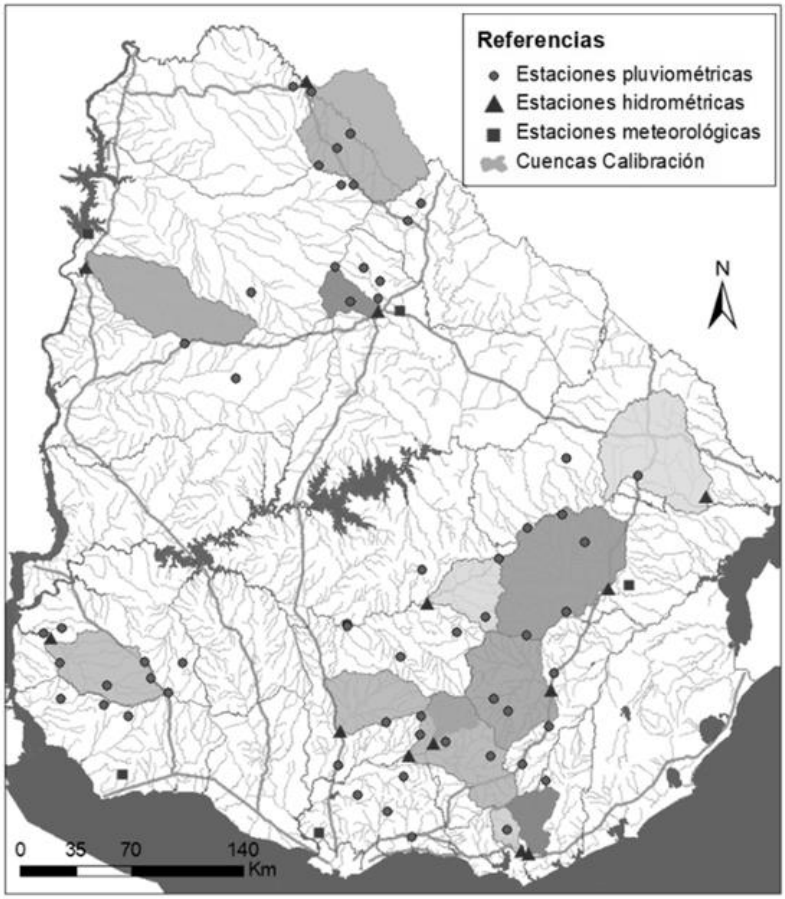


Figura 1.- Cuencas seleccionadas para la implementación y calibración del modelo.

Tabla 1.- Características de las cuencas y los cauces principales

Cuenca	Área (km2)	Pendiente (%)	CC (mm)	PMP (mm)	AD (mm)	Porosidad eficaz (mm)	Largo del cauce (km)	Pendiente cauce (%)	Tc (hs)
Casupa	689	5.4	161	84	77	120	55	0.18	16
Cebollati	2884	6.2	154	78	76	124	104	0.10	38
Cuareim	4568	4.4	72	35	37	62	138	0.07	50
Dayman	3183	2.5	189	111	78	104	146	0.09	44
Maldonado	366	8.4	143	71	72	121	48	0.28	12
Olimar	4679	6.6	174	89	86	142	140	0.09	43
San Carlos	803	8.3	149	75	74	121	71	0.21	18
San Salvador	2151	2.4	273	148	125	185	125	0.10	38
Santa Lucia	2754	6	172	91	81	125	101	0.08	36
Santa Lucía Chico	1749	3.3	223	124	99	140	88	0.14	26
Tacuarembo Ch	660	6.8	142	65	77	151	68	0.11	23
Tacuari	3544	5.1	227	121	107	174	173	0.08	54
Yi	1380	4.2	155	80	76	121	81	0.11	26

MODELO GR4J

El modelo GR4J (Génie Rural à 4 paramèters Journalier) propuesto y mejorado por Perrin et al. (2003), es un modelo de 4 parámetros, basado en la cuantificación de la humedad del suelo. El mismo toma como datos de entrada la precipitación y la evapotranspiración potencial para luego modelar el almacenamiento en el suelo teniendo en cuenta dos reservorios. El modelo transita una parte del escurrimiento a través de un hidrograma unitario simple, y otra parte, a través otro hidrograma unitario que se almacena en un reservorio no lineal, para luego formar con ambas la escorrentía total (Figura 2).

El modelo es de estructura muy sencilla, determina en primer lugar la precipitación neta (Pn) o la evaporación neta (En), dependiendo de si la precipitación (P) es mayor a la evapotranspiración potencial (E) o viceversa.

En caso de que Pn o En sea mayor a 0, una fracción de la misma (Ps o Es respectivamente) aporta al reservorio de producción (capa sub-superficial del suelo), la cual es función del contenido de agua en el suelo (S). Siendo x1 (mm) un parámetro del modelo que representa la capacidad máxima de almacenamiento del suelo (es decir, del reservorio de producción). Una vez calculado Ps o Es, el contenido de agua en el suelo es actualizado. Luego, se estima la percolación hacia la zona saturada del suelo y se actualiza nuevamente el contenido de agua en el mismo.

Finalmente, la escorrentía total (Pr) se calcula como: Pr=S-Perc, la cual es transitada hasta la salida de la cuenca, de acuerdo a lo siguiente:

- El 10% de Pr, correspondiente a la escorrentía directa, se transita a través de un hidrograma unitario simple.
- El 90% restante, correspondiente a la escorrentía subsuperficial o flujo lento, se transita a través de un hidrograma unitario y un posterior reservorio no lineal.

El tiempo base de ambos hidrogramas unitarios se representa a través de un único parámetro x4 (días) y la capacidad de almacenamiento del reservorio no lineal constituye otro parámetro, x3 (mm).

Además, el modelo representa un intercambio de agua subterránea o con otras cuencas, a través de una función dependiente de un cuarto parámetro x2 adimensionado.

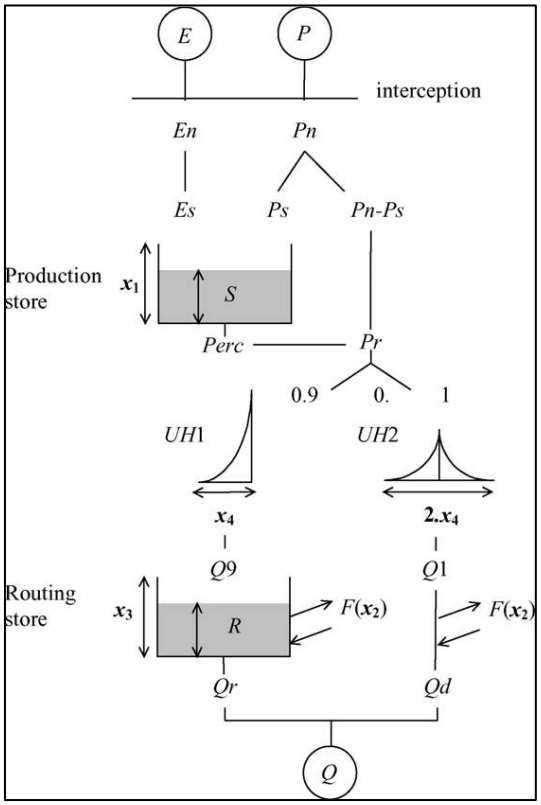


Figura 2.- Esquema del modelo GR4J (Perrin et al., 2003)

Tabla 2.- Valores medios de los parámetros según Perrin et al., 2003

Parámetro	Descripción	Valor
x1	Capacidad máxima del primer reservorio	350
x2	Coeficiente de intercambio con el agua subterránea	0
x3	Capacidad máxima del segundo reservorio	90
x4	Tiempo base del hidrograma unitario	1.7

CALIBRACION

El modelo fue implementado y calibrado en 13 cuencas de Uruguay. En primer lugar se realizó una calibración individual de los parámetros del modelo con el objetivo de encontrar el paquete de parámetros que mejor ajuste la serie modelada a la medida para cada una de las cuencas. Para esto el ajuste tuvo como objetivo maximizar el coeficiente de Nash-Sutcliffe (NS), mientras se minimice la diferencia de volumen en porcentaje entre medido y simulado (ΔV). La calibración se realizó en

forma manual, utilizando para cada cuenca el período común con datos confiables de precipitación y de caudal. Cabe destacar que dicho período abarcó entre 2 y 5 años, dependiendo la cuenca.

Una vez calibrado el modelo en las diferentes cuencas, se procedió a buscar una relación entre los parámetros del mismo y las características físicas de cada cuenca, con el objetivo de regionalizar los parámetros más importantes. Lo primero que surge de esta búsqueda es la asociación del parámetro x1 del modelo (que indica la capacidad máxima del primer reservorio) con el agua disponible media de los suelos de la cuenca. Por otro lado, se encontró una relación entre el tiempo base del hidrograma unitario (parámetro x4) y el tiempo de concentración de la cuenca, pudiendo estimar x4 como una función del tiempo de concentración calculado en días.

De esta manera se tienen dos escenarios más de calibración (aparte de la individual), uno en el cual se fija x1 como el agua disponible media de la cuenca y se calibran los 3 parámetros restantes en forma independiente y otro en el cual dos de los parámetros se determinan a partir de las características de la cuenca x1 y x4, calibrando los dos restantes.

Calibración individual

El primer paso realizado fue la calibración individual, dicha calibración se realizó como se describió anteriormente y se obtuvieron los valores que muestra la Tabla 3 para los parámetros del modelo. Por otro lado en la Figura 3 se puede ver el resultado para el rio Santa Lucia en el año 2010.

Tabla 3.- Valores de los parámetros por cuenca

Cuenca	x1	x2	x3	x4
Casupa	91	-2.5	70	2
Cebollati	90	0.5	70	2.7
Cuareim	105	1	25	2.4
Dayman	91	0.5	80	2.4
Maldonado	70	1	34	2.2
Olimar	105	0.5	80	3
San Carlos	100	0	30	2.3
San Salvador	130	1	15	2.6
Santa Lucia	100	-1	30	2.5
Santa Lucía Chico	101	-2.5	49	2.3
Tacuarembo Ch	60	2	34	2.5
Tacuari	130	-2	110	3.3
Yi	100	-2.5	80	2.5

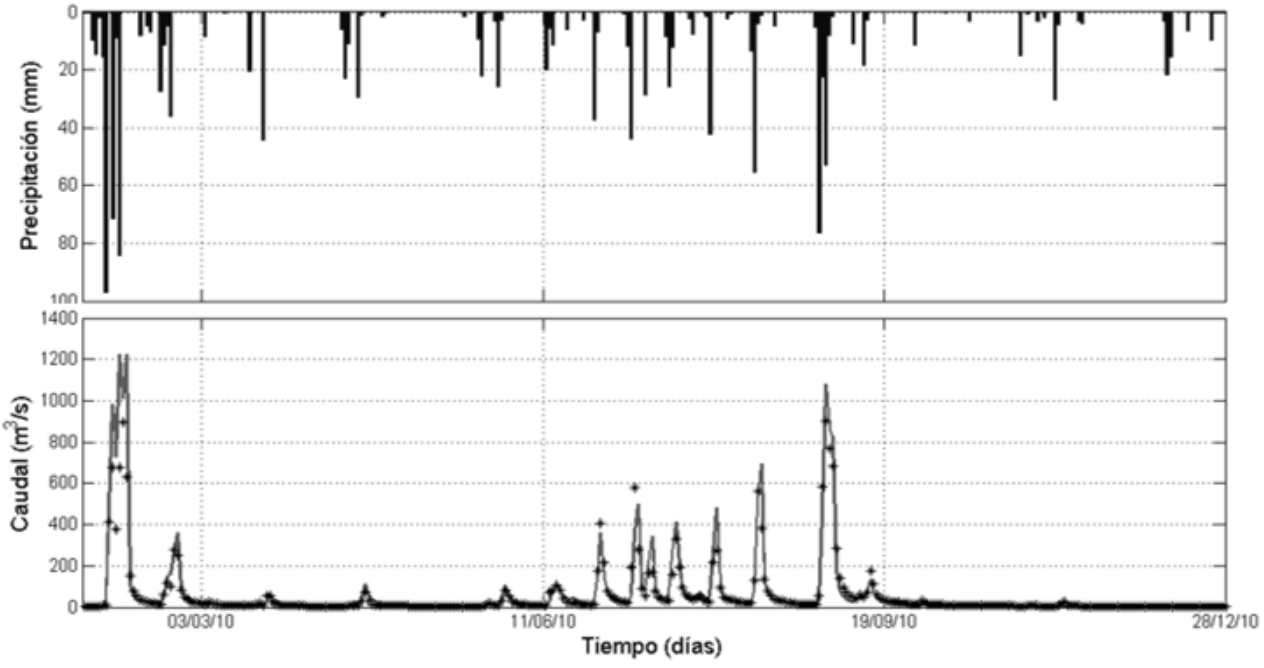


Figura 3.- Resultado de la calibración individual para el rio Santa Lucia. Punteado caudal medido, línea continua caudal simulado.

Calibración x1=AD

En este paso de la calibración se tomó como valor de x1 el agua disponible de la cuenca y se calibró nuevamente el modelo. Se obtuvieron valores similares que para la calibración individual como puede apreciarse en la Tabla 4. En la Figura 4 se muestra el resultado de la calibración para el rio Cebollatí para el año 2001.

Tabla 4.- Valores de los parámetros por cuenca

Cuenca	x1	x2	x3	x4
Casupa	AD	-2.5	70	2
Cebollati	AD	0	70	2.7
Cuareim	AD	0	25	2.4
Dayman	AD	0	80	2.4
Maldonado	AD	1	34	2.2
Olimar	AD	0	80	3
San Carlos	AD	0	30	2.3
San Salvador	AD	1	15	2.6
Santa Lucia	AD	-1	30	2.5
Santa Lucía Chico	AD	-2.5	49	2.3
Tacuarembo Ch	AD	2	34	2.5
Tacuari	AD	-2	110	3.3
Yi	AD	-2.5	80	2.5

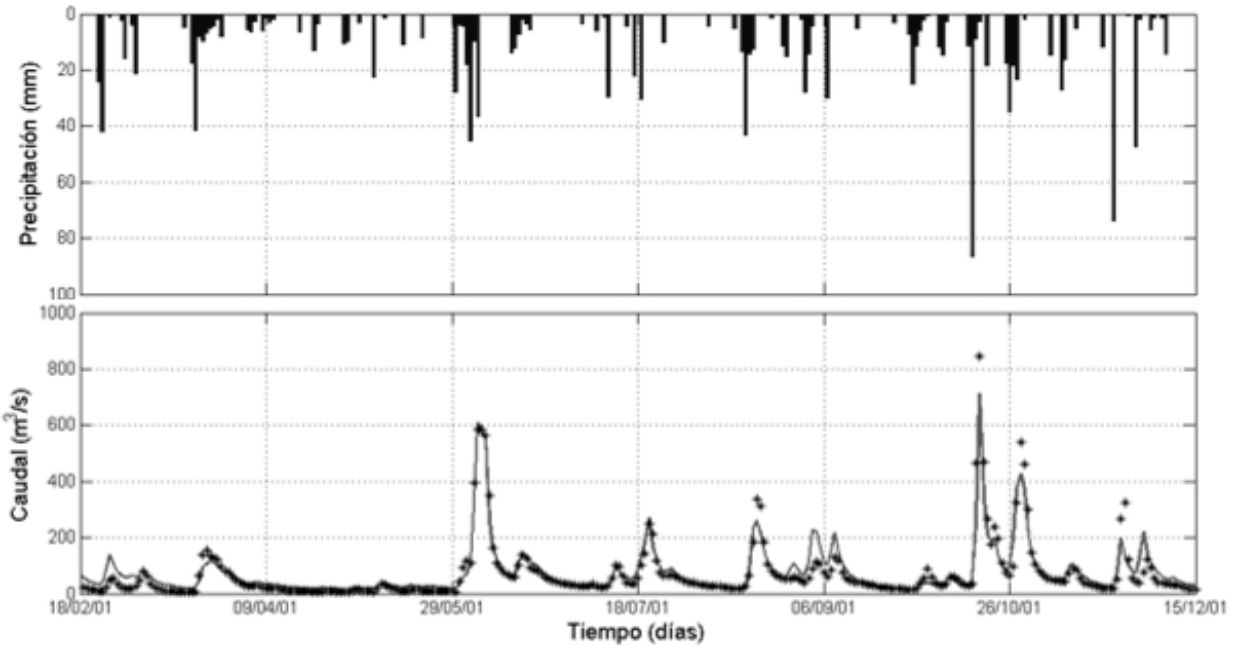


Figura 4.- Resultado de la calibración individual para el rio Cebollatí. Punteado caudal medido, línea continua caudal simulado.

Calibración x1=AD y x4=f(Tc)

A diferencia de la etapa anterior en este paso, además de la relación con el AD, se encontró una relación entre el parámetro x4 y el tiempo de concentración de la cuenca. De esta manera se intentó ajustar a alguna función el Tc para así obtener un valor de x4 que se tenía de la calibración anterior.

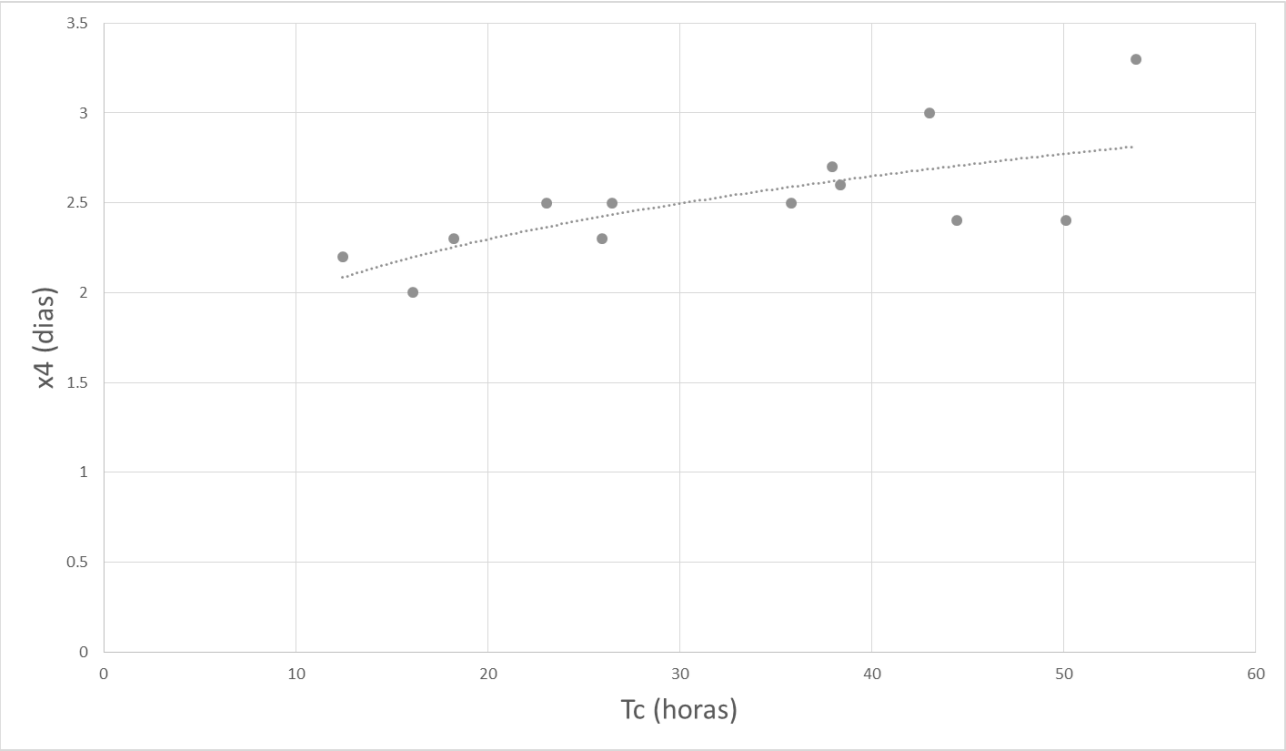


Figura 5.- Variación del parámetro x4 en función del Tiempo de concentración, la línea punteada representa el ajuste a una función potencial.

$$x4 = 1.24(Tc)^{0.205} \qquad [1]$$

De esta manera se calcula el parámetro x4 según la ecuación 1 y se obtienen los valores para cada cuenca. Se vuelven a calibrar los parámetros x2 y x3 obteniendo los resultados de la tabla 5. Se muestra en la Figura 5 los resultados de la calibración para la cuenca del arroyo San Carlos en los años 2009 y 2010.

Tabla 5.- Valores de los parámetros por cuenca

Cuenca	x1	x2	x3	x4
Casupa	AD	-1.5	49	f(Tc)
Cebollati	AD	0	80	f(Tc)
Cuareim	AD	1	34	f(Tc)
Dayman	AD	0	80	f(Tc)
Maldonado	AD	0	49	f(Tc)
Olimar	AD	0	80	f(Tc)
San Carlos	AD	-0.5	30.0	f(Tc)
San Salvador	AD	1	15	f(Tc)
Santa Lucia	AD	-1.5	49	f(Tc)
Santa Lucía Chico	AD	0	10.0	f(Tc)
Tacuarembo Ch	AD	2	34	f(Tc)
Tacuari	AD	-1	110	f(Tc)
Yi	AD	-1.5	80	f(Tc)

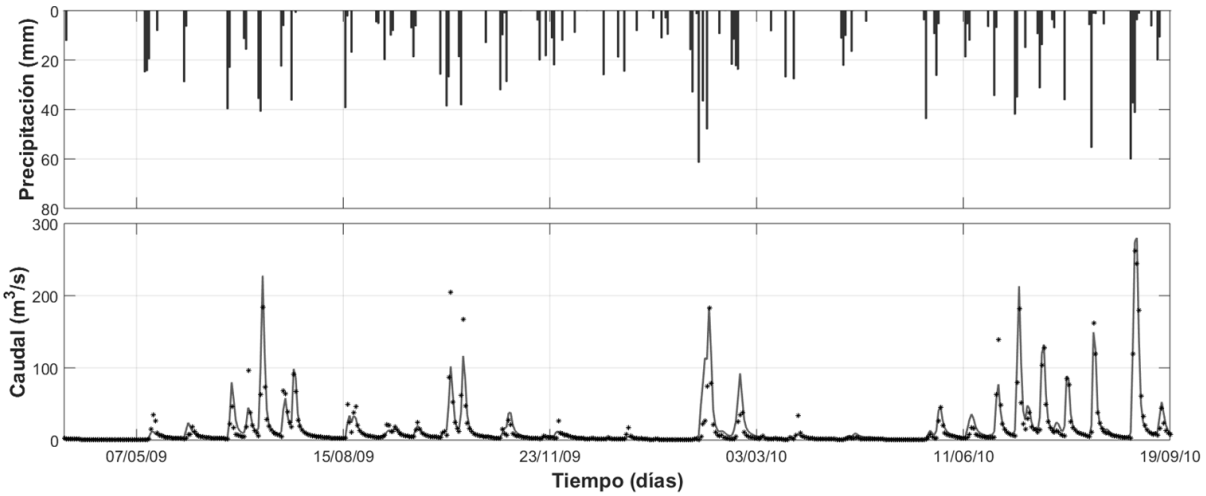


Figura 6.- Resultado de la calibración individual para el arroyo San Carlos. Punteado caudal medido, línea continua caudal simulado.

RESULTADOS

Se presentan los indicadores para todos los escenarios de calibración (Tabla 6) y los valores promedios para todas las cuencas para cada paso de la calibración (Tabla 7). Se puede apreciar que para la calibración individual se obtienen resultados muy satisfactorios en cuanto al coeficiente de Nash-Sutcliffe y la diferencia porcentual de volumen escurrido; para el primero con valores superiores a 0.65 en todas las cuencas y para el segundo diferencias siempre menores al 10%.

Para el segundo paso de calibración (x1=AD), prácticamente el modelo no pierde calidad obteniéndose valores muy similares a la calibración individual. Esto indica que para este caso el modelo no pierde calidad respecto al anterior.

En el caso de la última calibración se pueden apreciar algunas diferencias con las anteriores, aunque en líneas generales se obtienen resultados satisfactorios. Para el caso del coeficiente de Nash-Sutcliffe se puede apreciar que una sola cuenca, la del rio Santa Lucia Chico, no tiene resultado satisfactorio aunque se puede considerar aceptable (mayor a 0.5). para el caso de la diferencia de volumen se aprecian resultados admisibles (menores a 20%), salvo para el caso de la cuenca del rio Tacuari.

Tabla 6.- Indicadores de la modelación por cuencas (calibración individual)

	Individual		x1=AD		x1=AD y x4=f(Tc)	
Cuenca	**NS**	**Dif Vol (%abs)**	**NS**	**Dif Vol (%abs)**	**NS**	**Dif Vol (%abs)**
Casupá	0.73	6.59	0.73	6.59	0.69	19.25
Cebollatí	0.82	1.93	0.80	8.03	0.82	1.93
Cuareim	0.80	9.09	0.80	9.09	0.70	9.42
Dayman	0.72	7.91	0.72	7.91	0.68	2.28
Maldonado	0.80	2.79	0.80	2.79	0.77	19.06
Olimar	0.72	4.09	0.72	4.09	0.75	6.69
San Carlos	0.83	5.75	0.83	5.75	0.83	5.97
San Salvador	0.70	2.91	0.70	2.91	0.70	10.8
Santa Lucia	0.81	4.82	0.81	4.82	0.76	7.28
Santa Lucia Chico	0.68	9.46	0.68	9.46	0.59	5.32
Tacuarembó Ch	0.83	3.18	0.83	3.18	0.84	4.12
Tacuarí	0.73	7.81	0.73	7.81	0.65	24.63
Yi	0.71	2.23	0.71	2.23	0.69	19.25

Tabla 7.- Valores promedio de los indicadores de la modelación para cada paso de la calibración.

NS			Dif Vol (%abs)		
Individual	**x1=AD**	**x1=AD y x4=f(Tc)**	**Individual**	**x1=AD**	**x1=AD y x4=f(Tc)**
0.76	0.76	0.73	5.27	5.74	10.46

Se desprende de la Tabla 7 que en promedio las diferencias en cuanto al coeficiente de Nash-Sutcliffe para las distintas etapas de calibración son mínimas, considerándose que el modelo no pierde calidad al reducirle los parámetros calibrables de la forma propuesta. En cuanto a la diferencia de volumen, se aprecian ciertos cambios, sin embargo no deja de ser admisible el valor promedio de diferencia de volumen.

DISCUSION Y CONCLUSIONES

Se consiguieron buenos resultados en la aplicación del modelo para un conjunto de cuencas que abarcan gran parte del Uruguay, con diferentes características, tanto para la calibración individual como para cuando dos de sus parámetros fueron fijados. El modelo no pierde calidad al calibrar únicamente los dos parámetros que quedan libres. Para el caso de la relación entre el parámetro x1 y el agua disponible, las variaciones son prácticamente nulas tanto en la calibración como en

Se tiene un modelo simple, de 4 parámetros, de los cuales 2 pueden ser estimados a partir de las características físicas de la cuenca. Se plantea entonces la posibilidad de obtener un paquete de parámetros regional con el cual se logre estimar el caudal en cuencas no aforadas. Para ello es necesario fijar o estimar los parámetros x2 y x3, de forma tal que los resultados de la calibración sean admisibles, es decir que el desempeño del modelo no pierda calidad al fijar dichos parámetros. La estrategia a seguir es hallar un rango de valores de los parámetros x2 y x3 para los cuales los resultados del modelo sean admisibles y se lo pueda utilizar para cuencas no aforadas.

REFERENCIAS

Fernández, J.C. (1979). *Estimaciones de densidad aparente, retención de agua a tensiones de –1/3 y –25 bar y agua disponible en el suelo a partir de la composición granulométrica y porcentaje de materia orgánica.* 2da Reunión Técnica. Montevideo: Facultad de Agronomía, Universidad de la República.

Molfino, J.H. y Califra, A. (2001). *Agua disponible de las tierras del Uruguay*. División de Suelos y Aguas, Ministerio de Ganadería Agricultura y Pesca. Montevideo, Uruguay

Molfino, J.H. (2009). *Estimación de Agua Disponible en los grupos CONEAT.*

Ministerio de Vivienda Ordenamiento Territorial y Medio Ambiente (MVOTMA) (2011). *Manual de diseño y construcción de pequeñas presas*. Montevideo, Uruguay

Perrin, C., Michel, C., & Andréassian, V. (2003). "Improvement of a parsimonious model for streamflow simulation". *Journal of Hydrology*, 279(1), 275-289.

Temez, J.R. (1977). *Modelo matemático de transferencia precipitación aportación*. ASINEL.

USDA (2010). *Part 630 Hydrology -National Engineering Handbook (NEH*). Natural Resources Conservation Service, U. S. Departament of Agriculture, Washington, D.C

IAHR AIIH
XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

APLICACIÓN Y CALIBRACIÓN PRELIMINAR DE UN MODELO HIDROLÓGICO DISTRIBUIDO EN UNA CUENCA FUERTEMENTE ANTROPIZADA

Pablo T. Stehli[a], Juan F. Weber[a] y Leandro Vestena[b]
[a] Laboratorio de Hidráulica – Dpto. de Ing. Civil. Facultad Reg.Córdoba, Universidad Tecnológica Nacional. Argentina.
[b] Laboratório de Hidrologia, Dpto. de Geografia, Universidade Estadual do Centro-Oeste, Guarapuava - Paraná – Brasil.
pablo_stehli@hotmail.com; jweber@frc.utn.edu.ar; lvestena@gmail.com

RESUMEN:

El trabajo consiste en la aplicación y calibración de un modelo espacialmente distribuido en la cuenca del Rio Cascavel, en el estado de Paraná, Brasil. Por tal motivo, en primer lugar se utiliza el modelo TREX previamente adaptado en su código fuente para modelar elementos de las cuencas urbanas, como ser las bocas de tormenta y luego se aplica el modelo semidistribuido SWMM para realizar la simulación de los flujos en los conductos y cauces.

Se recopilaron y procesaron los datos de la cuenca para realizar dichos trabajos, como ser, la corrección y adaptación del modelo digital de elevación, de los mapas de tipo y usos de suelo, relevamiento de la ubicación de bocas de tormenta y conductos. Finalmente, se seleccionaron una serie de eventos (pares de datos de precipitaciones y caudales líquidos medidos) para realizar la calibración del modelo para la cuenca de estudio. En el trabajo se presentan los resultados preliminares de la calibración de un evento seleccionado.

ABSTRACT:

This paper is about the application and calibration of a spatially distributed model in the watershed of Cascabel river, in the state of Parana, Brazil. For this reason, first a TREX model previously adaptated is used to model elements of the urban watersheds, sucha as storm inlets, and then the semidistributed SWMN model is used to simulate the flow in the conducts and channels

The basin data were collected and processed to carry out these works, as for example the correction and adaptation of the digital elevation model, the maps about the land types and its uses, the survey about the location of the storm inlets and conducts. Finally, a series of events were selected (pairs of measured rainfall and liquid flow data) to perform the calibration of the model for the basin studied. This paper presents the preliminary results of the calibration of a selected event.

PALABRAS CLAVES: *Modelación hidrológica, TREX, SWMM.*

INTRODUCCIÓN

Los entornos urbanos son sistemas muy complejos debido a su variabilidad en una amplia gama de escalas espaciotemporales, y a la interacción entre las actividades humanas y los procesos naturales. Un ejemplo de ello, es el continuo proceso de urbanización que cambia la cobertura de la tierra y ejerce una fuerte influencia en el comportamiento hidrológico de las cuencas urbanas.

A lo largo del tiempo, se han desarrollado numerosos modelos hidrológicos para ser aplicados en cuencas urbanas. Los mismos, se pueden clasificar según si tienen una base física, conceptual o empírica, pero también se pueden clasificar según su resolución espacial y su capacidad de representar la complejidad de la hidrología urbana, de esta forma se agrupan en semi-distribuidos, totalmente distribuidos o de conjunto de celdas.

En este trabajo se utiliza un modelo hidrológico totalmente distribuido como TREX para modelar los procesos hidrológicos superficiales que se ocasionan en una cuenca urbana y SWMM para simular los procesos hidráulicos que allí se producen.

Se presenta la aplicación de ambos modelos en conjunto en una cuenca urbana y la calibración de los parámetros de los modelos para un evento.

EL MODELO TREX

TREX (Two-dimensional Runoff, Erosion, and eXport model) es un modelo bidimensional de escurrimiento, erosión y transporte de sedimentos y contaminantes (England et al., 2007; Velleux et al., 2008). Está basado en el modelo de cuencas CASC2D. Los procesos hidrológicos simulados son: precipitación, intercepción, infiltración y pérdidas por transmisión en el cauce, almacenamiento, flujo superficial y en canales y derretimiento de nieve.

Este modelo utiliza la relación de Green y Ampt para definir la infiltración en la superficie del terreno y en los cauces, y a partir del balance, el flujo superficial. Este flujo está gobernado por las leyes de conservación de la masa y de la cantidad de movimiento. TREX utiliza la aproximación de la onda difusiva unidimensional en cauces y bidimensional en la superficie de la cuenca, suponiendo que el flujo es turbulento y que la resistencia al flujo se puede describir utilizando la formulación de Manning (Stehli et al., 2012).

Para simular el proceso hidrológico, TREX plantea una solución numérica explícita de las ecuaciones de balance de masa mediante la segmentación de la cuenca en elementos cuadrados iguales, a los cuales se le asignan los parámetros relativos a las características de infiltración del suelo y coeficientes de rugosidad. Este modelo es de código libre, está escrito en el lenguaje de programación C y está disponible en la página web de la Universidad Estatal de Colorado, tiene una fuerte base física en la conceptualización de los procesos superficiales, pero no considera los procesos subsuperficiales y subterráneos (Jorquera et al., 2012).

A continuación, se describen resumidamente los procesos hidrológicos incluidos en el modelo TREX (Velleux et al., 2008).

El volumen bruto de precipitación (V_g) que llega a la superficie en función del tiempo, es igual a la intensidad de precipitación bruta (i_g) por el área de la región donde ocurre la precipitación (A_s). El volumen neto (V_n) resulta de descontarle al bruto el volumen interceptado (V_i). El balance se explicita en la ecuación (1).

$$\frac{\delta V_g}{\delta t} = i_g . A_s \rightarrow V_n = V_g - V_i \qquad [1]$$

Según el volumen interceptado sea mayor o menor al volumen bruto, habrá o no volumen neto de agua sobre la superficie de la cuenca.

Para definir la infiltración de agua en la superficie de la cuenca como así también en los cauces que la forman, el modelo TREX utiliza las relaciones de Green y Ampt (1911, citado por Chow et al., 1994).

$$f = K_h.\left(1 + \frac{\Psi(1-S_e)\,\theta_e}{F}\right) \quad [2]$$

donde K_h es la conductividad hidráulica, ψ es la altura de succión del frente de saturación (altura de succión capilar), S_e es el porcentaje de saturación efectiva del suelo, θ_e la porosidad efectiva del suelo, f la tasa de infiltración y F la altura de infiltración acumulada, vinculadas a través de:

$$f = \frac{dF(t)}{dt} \quad [4]$$

lo cual da lugar a una relación no lineal resuelta a través de un método iterativo (Chow et al., 1994).

La fracción de precipitación no retenida ni infiltrada genera un flujo superficial, tanto mantiforme (bidimensional) como en canales (unidimensional). El flujo superficial puede ocurrir cuando la profundidad del agua en el plano terrestre supera el umbral de almacenamiento de la depresión. Las ecuaciones de continuidad para el flujo en dos dimensiones gradualmente variado, sobre un plano rectangular en coordenadas (x, y) son:

$$\frac{\delta h}{dt} + \frac{\delta q_x}{dx} + \frac{\delta q_y}{dy} = i_n - f + W = i_e \quad [5]$$

donde h es la altura de flujo superficial, W es un término fuente/sumidero (descarga/aporte unitario puntual), i_n es la intensidad de precipitación neta, obtenida a partir de (1), i_e es la intensidad de precipitación en exceso, y q_x, q_y son los caudales por unidad de ancho en la dirección x o y. Suponiendo que el flujo es turbulento, la resistencia se puede describir utilizando la formulación de Manning (Chow et al., 1994) tanto para los flujos bidimensionales como unidimensionales. La ecuación (5) es discretizada en el espacio por el método de diferencias finitas, mientras que para la integración temporal se utiliza el método de Euler.

EL MODELO SWMM

El programa SWMM (Storm Water Management Model) fue elaborado por la USEPA (U.S. Environmental Protection Agency). Este modelo ha sido especialmente desarrollado para la simulación de sistemas de desagües pluviales y cloacales en forma combinada o separada (EPA, 2005).

Este modelo permite interpretar el comportamiento hidrológico de las cuencas de aportes y la respuesta hidrodinámica del sistema de desagüe. Esta es la principal diferencia respecto de los modelos hidrológicos – hidráulicos estándares, los cuales no consideran las perturbaciones de aguas abajo hacia aguas arriba.

SWMM utiliza para el tránsito de los hidrogramas métodos hidrológicos e hidráulicos, estos últimos consideran las ecuaciones de Saint-Venant en su forma completa. La posibilidad de modelar el tránsito hidráulico resulta fundamental en la simulación de desagües donde las condiciones de aguas abajo influyan sobre el escurrimiento en el sistema, como por ejemplo en tramos de baja pendiente o aguas arriba de conductos de escasa capacidad.

SWMM está compuesto por diferentes módulos

- El Módulo Atmosférico, desde la cual se analiza la lluvia caída y los contaminantes depositados sobre la superficie del suelo, que se analiza en el Módulo de Superficie del Suelo.

- El Módulo de Superficie del Suelo, que se representa a través de uno o más objetos cuenca. Estos objetos reciben la precipitación del Módulo Atmosférico en forma de lluvia o nieve; y generan flujos de salida en forma de infiltración para el Módulo de Aguas Subterráneas y también como escorrentía superficial y cargas de contaminantes para el Módulo de Transporte.

- El Módulo de Aguas Subterráneas recibe la infiltración del Módulo de Superficie del Suelo y transfiere una parte de la misma como flujo de entrada para el Módulo de Transporte.

- El Módulo de Transporte contiene una red con elementos de transporte (canales, tuberías, bombas y elementos de regulación), unidades de almacenamiento y tratamiento que transportan el agua hacia los Nudos de Vertido o salidas del sistema. Los flujos de entrada de este Módulo pueden provenir de la escorrentía superficial, de la interacción con el flujo subterráneo, de los caudales sanitarios correspondientes a periodos sin lluvia, o de hidrogramas de entrada definidos por el usuario. Los componentes del Módulo de Transporte se modelan con los objetos Nudos y Conducciones.

Las conexiones son nudos del sistema de drenaje donde se conectan diferentes líneas entre sí. Físicamente pueden representar la confluencia de canales superficiales naturales, pozos de registro del sistema de drenaje, o elementos de conexión de tuberías. Los aportes externos de caudal entran en el sistema a través de las conexiones. El exceso de agua en un nudo se traduce en un flujo parcialmente presurizado mientras las conducciones conectadas se encuentren en carga. Este exceso de agua puede perderse completamente del sistema o por el contrario estancarse en la parte superior para posteriormente volver a entrar de nuevo en la conexión.

Los conductos son tuberías o canales por los que se desplaza el agua desde un nudo a otro del sistema de transporte. Es posible seleccionar la sección transversal las distintas variedades de geometrías abiertas y cerradas definidas en el programa.

SWMM emplea la ecuación de Manning para establecer la relación entre el caudal que circula por el conducto (Q), la sección del mismo (A), su radio hidráulico (Rh) y la pendiente (S) tanto para canales abiertos como para conductos cerrados parcialmente llenos.

Para el caso del Flujo Uniforme y para el caso del Análisis mediante la Onda Cinemática se interpreta como la pendiente de la conducción. En el caso de emplear el Modelo de la Onda Dinámica se interpreta como la pendiente hidráulica del flujo (es decir, la pérdida por unidad de longitud).

MODELACIÓN EN CONJUNTO DE TREX CON SWMM.

De la aplicación del modelo TREX en áreas urbanas (Stehli et al., 2016, Giangola-Murzyn, 2013) se verifica que el mismo no incluye las formulaciones para simular el funcionamiento de las bocas de tormenta y los conductos cerrados. Como estos elementos son de gran importancia en la dinámica de las cuencas urbanas, se procedió a la modificación del código fuente de TREX para que simule el funcionamiento de las bocas de tormenta. Estas modificaciones fueron realizadas en el módulo de infiltración. Existirán celdas en donde al haber escurrimiento superficial se infiltra una porción del mismo dependiendo el tipo y característica de boca de tormenta a modelar.

En las bocas de tormenta a cordón abierto en un punto intermedio se estableció la ecuación de Guo (1997, presentada en Riccardi 2004) en la cual en primer lugar se calcula la longitud teórica de la boca de tormenta L_t en función del caudal total Q_0 la pendiente longitudinal S_l , el coeficiente de rugosidad de Manning n de la calle y la pendiente transversal S_t. Luego el caudal insumido Q_i en la boca de tormenta depende de la relación de la longitud teórica de la boca de tormenta y la real L_c.

$$L_t = 0{,}817\, Q_0^{0.42} S_l^{0.30} \left(\frac{1}{\eta S_t}\right)^{0.5} \quad [6]$$

$$Q_i = Q_0 \left[1 - \left(\frac{L_c}{L_t}\right)^{1.8}\right] \quad [7]$$

En las bocas de tormenta a cordón abierto en punto bajo se utilizó la ecuación de Bertoni (1995, presentada en Riccardi 2004) la cual diferencia entre el funcionamiento como orificio o vertedero según la relación del tirante de agua con respecto a la abertura de la boca. Estas relaciones están en función de la longitud de la boca de tormenta L_c, el tirante de agua y_0 y la altura de boca de tormenta h. En las ecuciones 8 y 9 se encuentran estas relaciones.

$$Q_i = 1{,}656\ L_c\ y_0^{1.5} \qquad (y_0 \leq 1.5\ h) \qquad [8]$$

$$Q_i = 0{,}67\ L_c\ h\ [2\ g\ (y_0 - h/2)]^{1/2} \qquad (y_0 > 1.5\ h) \qquad [9]$$

Para aquellas bocas de tormenta horizontales que se encuentran en puntos bajos se estableció la relación de Neenah (1977, presentada en Riccardi 2004), la cual relaciona el tirante de agua y_0, con un coeficiente adimensional K que depende de la pendiente transversal y la pendiente longitudinal. Para el caso, se fijó una pendiente transversal de 2,5 % de forma tal que el coeficiente K dependerá solamente de la pendiente longitudinal de la calle. La ecuación 10 muestra la relación de Neenah y la Figura 6 la relación obtenida para el coeficiente K, para una rejilla de un ancho de 0,45 m y un largo de 0,90 m. Tanto la ecuación 10 como la relación obtenida del K fueron ingresadas al código fuente de TREX.

$$Q_i = 0{,}205\ K\ y_0^{5/3} \qquad [10]$$

Para las bocas de tormenta horizontales situadas en puntos bajos se utilizó la relación de Guo (1997, descripta en Riccardi, 2004). En las relaciones descriptas se establecen nuevas variables; A_u es el área útil de la abertura horizontal y P_R es el perímetro vertedero de la reja. En las ecuaciones 11 y 12 se encuentran las relaciones dependiendo si la reja trabaja hidráulicamente como vertedero o como orificio.

$$Q_i = 1{,}656\ \ y_0^{1.5}\ P_R \qquad (y_0 \leq 1.792(A_u/P_R)) \qquad [11]$$

$$Q_i = 2{,}91\ \ y_0^{0.5}\ A_u \qquad (y_0 > 1.792(A_u/P_R)) \qquad [12]$$

Finalmente, también se ingresaron las relaciones para las bocas de tormenta combinadas. Para este tipo de bocas de tormenta, se utilizaron las mismas ecuaciones anteriormente descritas incorporando el procedimiento adecuado para el cálculo de las mismas: las que se encuentran en un punto intermedio se calcula en primer lugar el caudal interceptado por la rejilla, con el caudal excedente se calcula la longitud teórica de la boca de cordón abierto, luego la eficiencia de esta boca de tormenta y finalmente el caudal total insumido en la boca de tormenta mixta será la suma del caudal insumido por la rejilla más el caudal insumido por la boca de tormenta abierta. Para el caso de que esté ubicada en punto bajo se calcula el caudal insumido por los dos tipos de elementos (horizontal y vertical) de forma independiente y luego el caudal total es la suma de los dos caudales.

Para ingresar las relaciones anteriores en TREX se modificaron tres archivos del código fuente del programa, entre ellos, el archivo *Infiltration-r5.c* donde se encuentran las relaciones del cálculo de infiltración, luego los archivos que manejan la memoria y declaraciones del programa: *trex_water_declarations.h* y *trex_water_definitions.h*.

Las modificaciones realizadas fueron probadas y verificadas con ejemplos teóricos encontrados en distintos libros especializados en la temática (Mays, 2001).

Cabe aclarar, que gracias a diversas modelaciones realizadas con distintas cuencas de distintos tamaños, se verificó que la modificación previa del código fuente que había sido realizada en el módulo de escurrimiento superficial para modelar las bocas de tormenta (Stehli et al., 2016) provocaba inconvenientes en el cálculo numérico ocasionando problemas a la convergencia de la solución incrementando así los tiempos computacionales.

Posteriormente, se estableció un procedimiento de modelación en conjunto con SWMM para simular los conductos enterrados como así también los arroyos y cauces naturales. En primer lugar se modeló la cuenca con el modelo TREX teniendo en cuenta las bocas de tormentas, es decir, con TREX se modeló los procesos hidrológicos superficiales. Los cauces a cielo abierto en TREX se representaron como un tipo de suelo especial en el cual se infiltra todo el escurrimiento que llega a esa celda. Posteriormente con SWMM se modelaron los elementos hidráulicos del sistema, esto es

tanto las conducciones cerradas como los canales y arroyos, teniendo como ingreso las salidas de TREX correspondientes a las bocas de tormenta y a los arroyos o canales a cielo abierto (Figura 1).

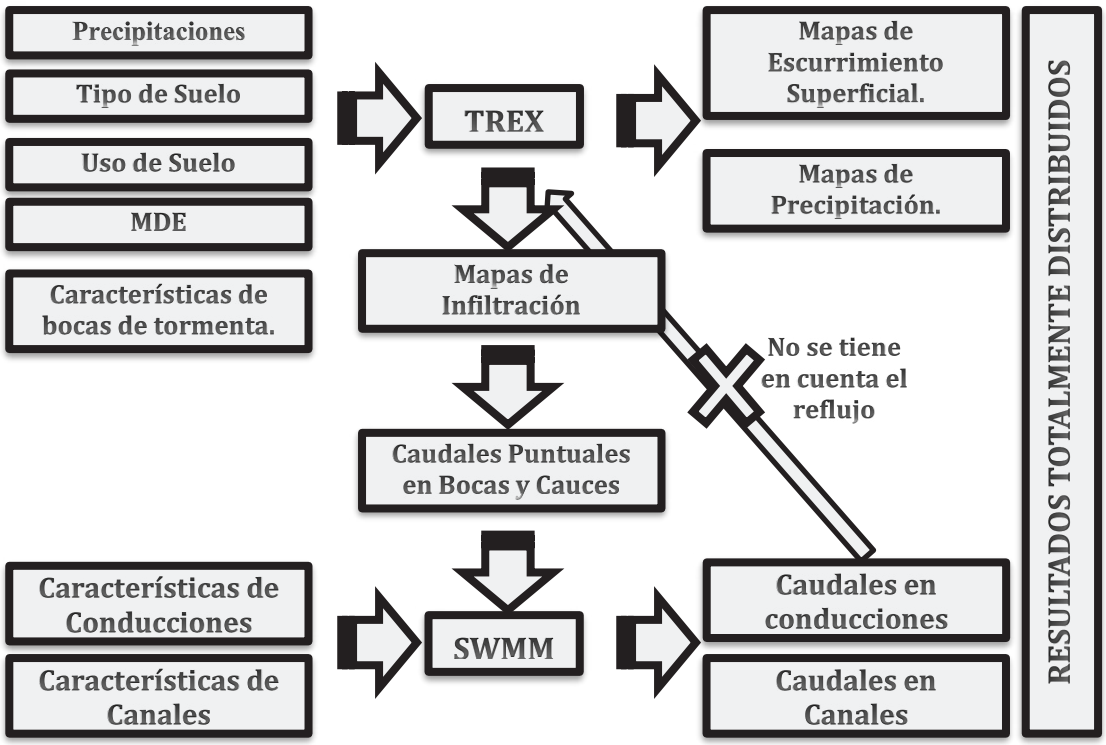


Figura 1.- Esquema de procedimiento de modelación distribuida en áreas urbanas con TREX modificado y SWMM.

Al realizar este procedimiento, se realizaron programas ad-hoc para extraer de los mapas de infiltración de salida de TREX los valores de caudales a ingresar en cada nodo de boca de tormenta o cauce de SWMM.

CASO DE APLICACIÓN.

El caso de estudio presentado en este trabajo es la Cuenca del Rio Cascavel, en el municipio de Guarapuava localizada en el Centro Sur del Estado de Paraná, Brasil. La cuenca tiene un área aproximada de 81,03 km^2. De su área total, 55,48 km^2 es decir, 68,6% están dentro del perímetro urbano oficial de la localidad de Guarapuava (Figura 2).

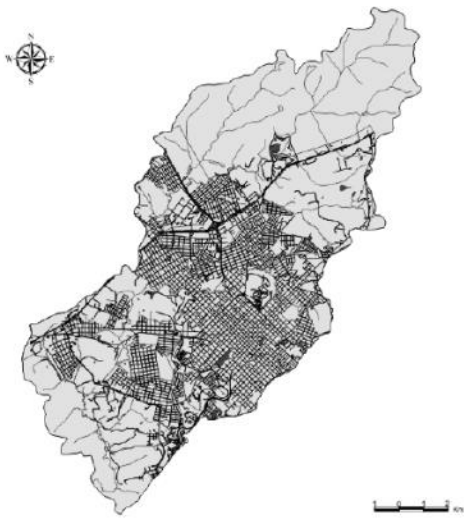


Figura 2.- Cuenca del Río Cascavel – Adaptado de Gomes (2014).

Para la modelación de la cuenca se utilizaron los siguientes datos de entrada, los cuales fueron procesados para realizar los modelos en TREX y SWMM.

Topografía: El modelo digital de elevación fue elaborado a través de la interpolación lineal de datos relevados por distintas campañas efectuadas por la Municipalidad de Guarapuava, asignadas por la Universidad Estatal de Centro Oeste (UNICENTRO) de Brasil.

Uso y tipo de suelo: Se utilizaron los mapas elaborados por Gomes (2014). En lo que respecta al mapa de uso de suelo, el mismo es resultado del procesamiento de imágenes Rapideye del 27/09/2011. De la clasificación se evidencia que predominan las clases de vegetación rastrera/cultivo y las áreas construidas con un porcentaje de 26,7 % y 35,8 % respectivamente, del área total. Los tipos de suelo en la cuenca son tres: lattosolos brunos y nittosolos brunos y litólicos.

Precipitaciones: Se seleccionaron eventos históricos correspondientes a una estación pluviográfica y dos estaciones pluviométricas. Las fechas de los eventos seleccionados van desde Junio de 2011 hasta diciembre de 2013, en correspondencia a la existencia de datos de caudales líquidos.

Caudales líquidos: Se utilizaron para la calibración los resultados de medición de un limnígrafo automático que se encuentra en coincidencia a la estación pluviográfica, dentro de la cuenca Cascavel (no en el punto de cierre de la misma).

Estos datos se adecuaron especialmente para la aplicación en TREX y SWMM. En el modelo digital de elevaciones se realizó la sobre-elevación de los sectores construidos con ayuda de un plano catastral para simular las barreras que producen las construcciones. Se elevó 2,0 metros estas celdas. Sumado a ello, se descendieron 0,15 m las celdas correspondientes a las calles.

En el mapa de tipo de suelo se agregaron los tipos correspondientes a las distintas bocas de tormenta existentes en la cuenca, las cuales fueron relevadas a través de Google Street View®, ésto debido a la inexistencia de documentos que indiquen la cantidad y ubicación de las mismas (Figura 3). También se agregaron dos tipos de suelo adicionales, uno para simular un suelo impermeable en correspondencia a las construcciones y calles pavimentadas o asfaltadas y otro tipo de suelo totalmente permeable para simular las celdas correspondientes a los arroyos y cauces naturales.

Figura 3.- Izquierda: vista de una zona de la ciudad de Guarapuava en Street View. A la derecha identificación de las bocas de tormenta.

Con estos mapas, y el de uso de suelo, se elaboraron los archivos de ingreso para el modelo TREX (Figura 4). Debido a la densidad de bocas de tormenta, la resolución base del mapa de uso de suelo (5 m x 5 m) y la densidad de levantamientos topográficos dentro de la zona urbana, se eligió realizar las modelaciones con celdas de 5 m x 5 m en las áreas urbanas y celdas de 30 m x 30 m en

áreas rurales, dividiendo la cuenca en 8 subcuencas (Figura 5). Esto facilitó también el manejo de los datos, especialmente en el modelo TREX, donde se genera gran información de salida (mapas de infiltración, precipitación y escurrimiento superficial a distintos intervalos de tiempo).

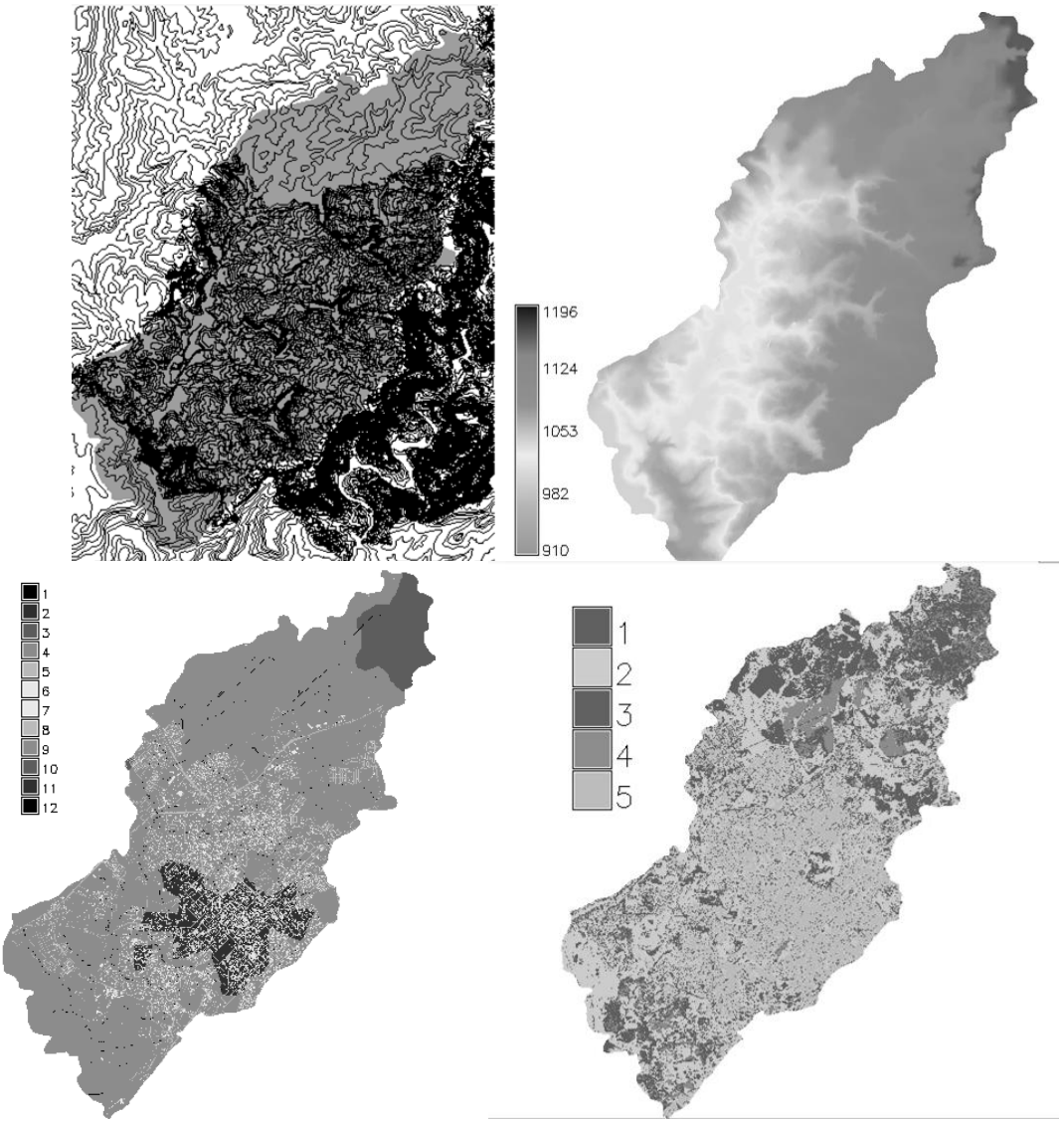


Figura 4.- Mapas de ingreso para la modelación de la cuenca de Cascavel en TREX. De izquierda a derecha: curvas de nivel de la cuenca utilizado para producir MDE, MDE, mapa de tipo de suelo y mapa de uso de suelo.

En SWMM se creó la red de drenaje compuesta por nodos correspondientes a las bocas de tormenta (que tienen como ingreso el flujo infiltrado en TREX en ese tipo de suelo) y nodos cauces (que tienen como ingreso el flujo infiltrado en TREX en el tipo de suelo cauce) y los conductos que representan los cauces. Estos elementos se modelaron utilizando, el relevamiento realizado anteriormente para ubicar las bocas de tormenta y por mapas desarrollados por el Instituto Militar donde representan la red de drenaje natural. Al no existir documentación de ubicación y características de conductos, se simuló la red como una red cerrada donde los conductos corren en la parte central de las calzadas y se unen entre ellos en un nodo auxiliar al intersectarse. Las bocas de tormenta descargan a la red a través de un conducto que une a las mismas al nodo auxiliar más cercano. De la misma forma para la conexión conductos-cauce (Figura 6).

De esta forma se creó un modelo que contiene 3494 nodos de conexión de conductos de calle (red cerrada), 5285 conductos que simulan las cañerías bajo calles, 4211 nodos que representan las bocas de tormenta en la Ciudad de Guarapuava, con su correspondientes conductos de conexión con la red de conductos de drenaje, 15095 nodos correspondientes a celdas cauces con

sus correspondientes conductos de conexión, 1 embalse y 15306 datos de ingreso de caudal puntual al sistema. A estos elementos, se les asoció los parámetros característicos para su adecuada modelación como ser, en los nodos cota de fondo (según DEM) y profundidad y en los conductos longitud (según coordenadas de nodos), forma (según relevamiento) y rugosidad.

En cuanto al cálculo hidráulico en SWMM fue utilizado el método de la onda dinámica, especialmente debido a la malla cerrada de cañerías de drenaje que fue necesaria realizar en consecuencia del desconocimiento existente de la ubicación precisa de las mismas.

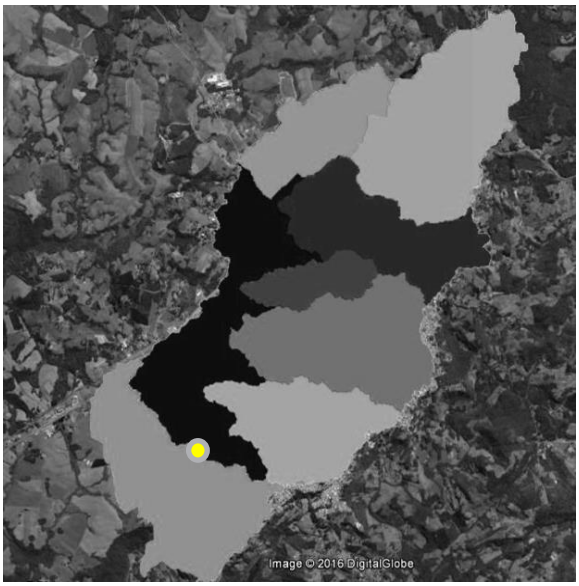


Figura 5.- División de la Cuenca del Rio Cascavel en ocho subcuencas para mejorar la trabajabilidad en el modelo TREX.

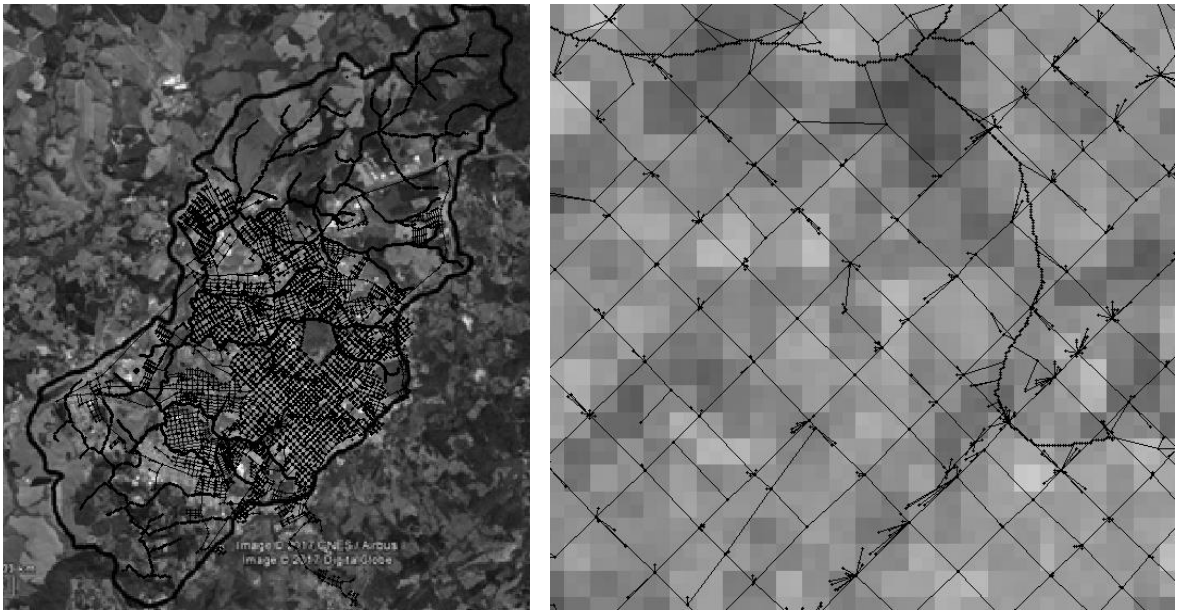


Figura 6.- A la izquierda vista del modelo completo de SWMM de la Cuenca de Cascavel. A la derecha detalle de un sector del modelo.

Lo anterior se automatizó y luego se realizaron diversas correcciones y procesamientos para el correcto funcionamiento y simulación en condiciones reales.

RESULTADOS.

Se presentan a continuación los resultados preliminares de la calibración un evento seleccionado.

Según los caudales medidos en el evento, se extrajo del mismo el caudal base para poder comparar entre escurrimiento directo medido y escurrimiento directo simulado. Esto es consecuencia, de que en TREX no es posible simular los fenómenos que producen variaciones en los caudales bases. Para la separación del escurrimiento directo se utilizó el método de Barnes (Orsolini et al., 2000).

A continuación se presentan los resultados gráficos del evento calibrado y los parámetros estadísticos de ajuste (Figura 7, Figura 8 y Tabla 1).

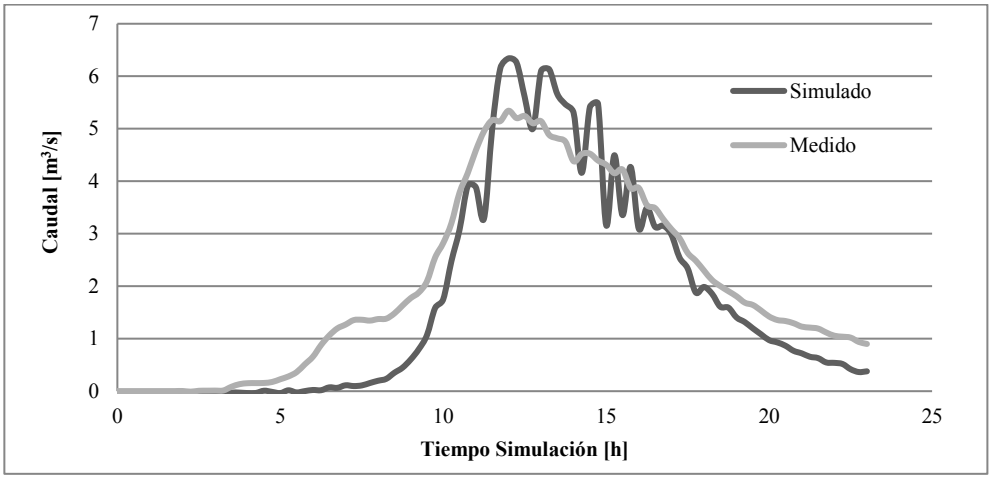


Figura 7.- Comparación de escurrimientos directos medidos y simulados – Evento de 27 de Agosto de 2013.

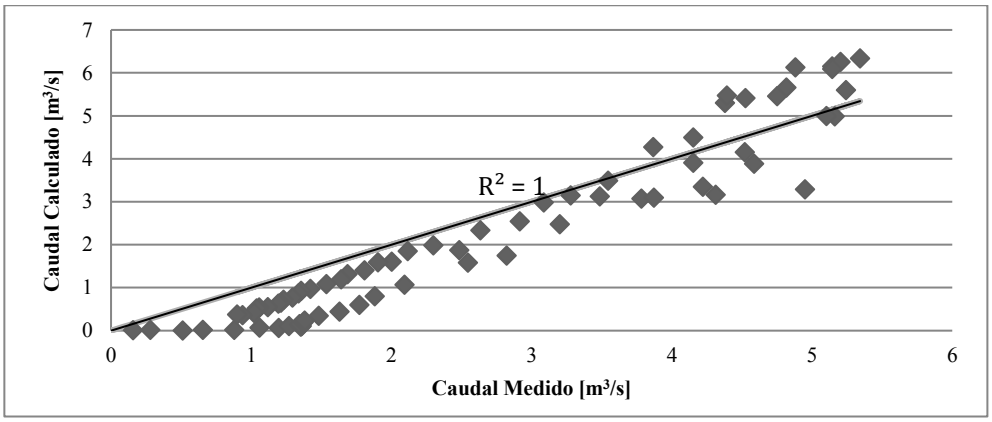


Figura 8.- Comparación de escurrimientos directos medidos y simulados – Evento de 27 de Agosto de 2013.

Tabla 1.- Parámetros estadísticos de ajuste obtenidos.

R^2	NSE	PBIAS	Media	Desvío
0,922	0,844	0,20 %	0,553	0,743

Se observa un aceptable ajuste de los parámetros calibrados tanto en forma visual (hidrogramas) como así también, se observan los parámetros estadísticos del ajuste obtenido.

Como se mencionó anteriormente, con el procedimiento establecido se pueden obtener resultados distribuidos en toda la cuenca, tanto de escurrimientos superficiales, precipitación e infiltración (TREX) como de flujos en conductos y cauces (SWMM).

A continuación se presentan la visualización de algunos resultados en la extensión de la cuenca (Figuras 9, 10 y 11).

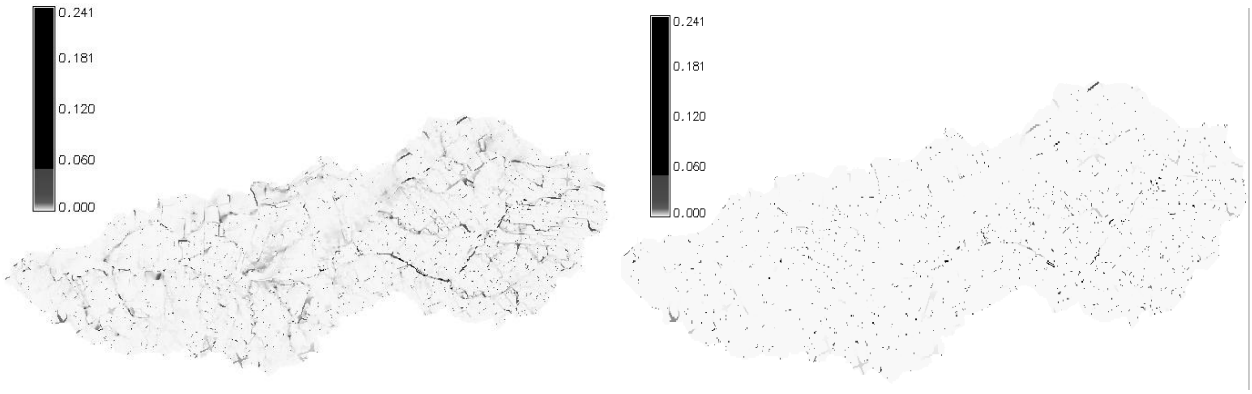


Figura 9.- Altura de escurrimientos superficiales [m], subcuenca Barro Preto para los tiempos 10 y 15 horas de iniciada la precipitación – Evento de 27 de Agosto de 2013.

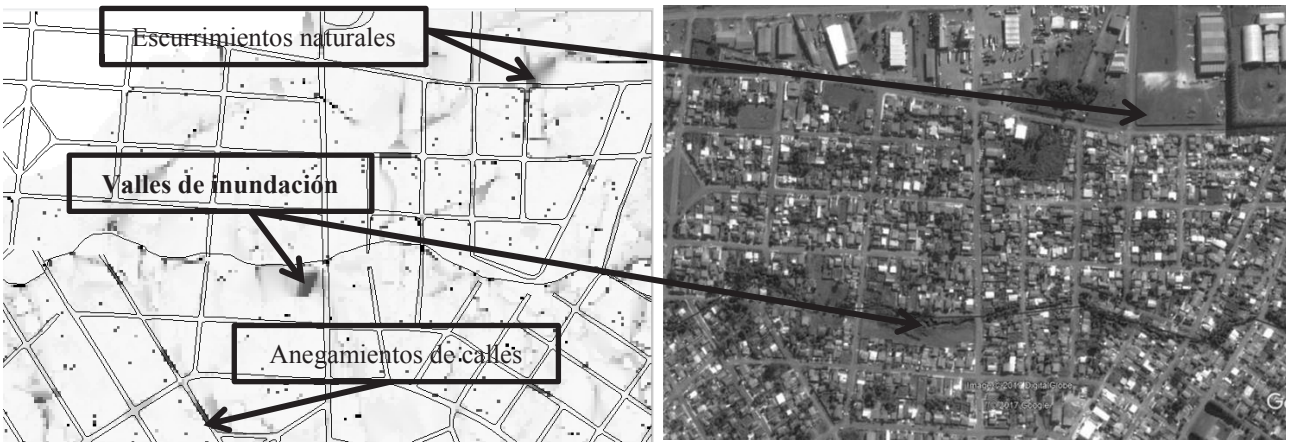


Figura 10.- Altura de escurrimientos superficiales, sector de la subcuenca Barro Preto para 10 horas de iniciada la precipitación, comparación con imagen satelital – Evento de 27 de Agosto de 2013.

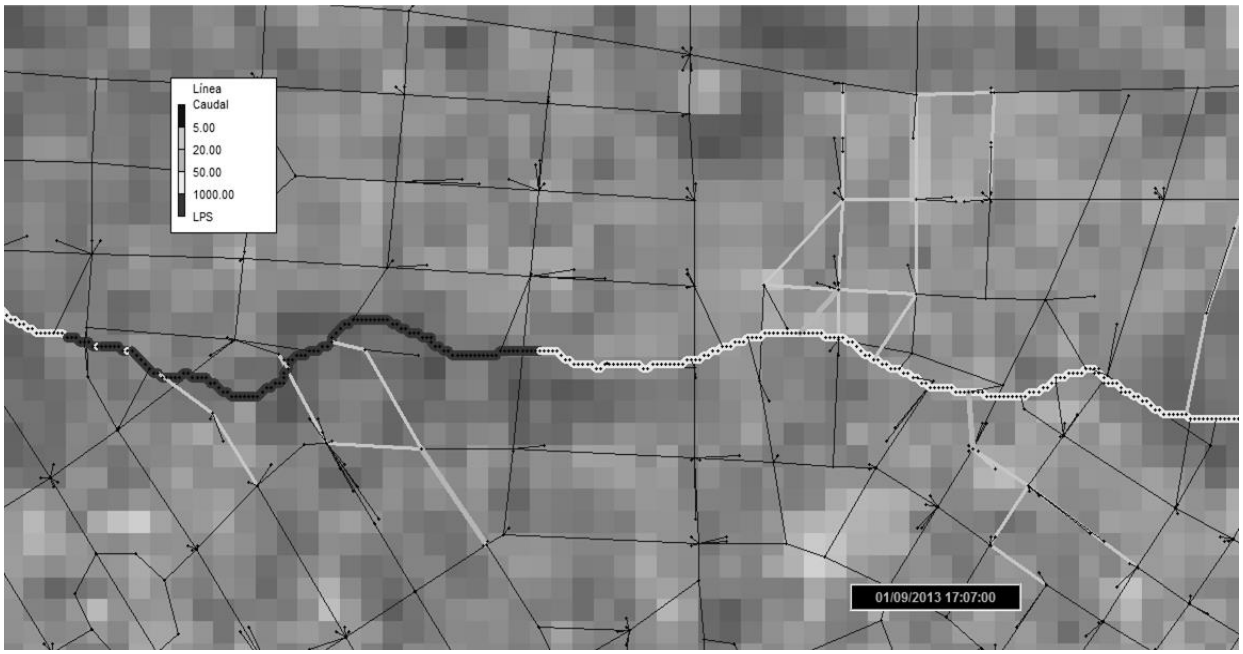


Figura 11.- Caudal en cauces y conductos de un sector de la cuenca de Cascavel a 15 horas de iniciada la precipitación, visualizado en SWMM – Evento de 27 de Agosto de 2013.

Se observa en los caudales simulados por SWMM una fluctuación de los mismos cuando estos se acercan en su valor al del pico de crecida.

Para la modelación de este evento completo se tardó aproximadamente 4 días para modelar el escurrimiento en TREX y 4 horas para modelar el sistema hidráulico en SWMM.

CONCLUSIÓN

Se logró la aplicación, previa modificación de código fuente de TREX, de un modelo totalmente distribuido a una cuenca fuertemente antropizada teniendo en cuenta los componentes hidráulicos existente en ella. Luego, se logró un adecuado ajuste de los parámetros para un evento seleccionado. Para lo anterior, aparte de la modificación en el código fuente fue necesario estrategias en la modelación de la cuenca entera, debido a la cantidad de datos que se manejan (resultado de la resolución adoptada) y de los fenómenos que se simulan en cada modelo seleccionado.

Queda pendiente la calibración de los parámetros para una serie de eventos seleccionados y la posterior validación de los resultados.

AGRADECIMIENTOS

Los autores del presente trabajo quieren manifestar su agradecimiento al Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) de Brasil por el apoyo económico, como así también a la Secretaría de Ciencia y Tecnología de la Universidad Tecnológica Nacional (Argentina).

REFERENCIAS

Bhering, S.B. & Santos, H.G. (2008). Mapa de solos do estado do Paraná: legenda atualizada. Rio de Janeiro: Embrapa Florestas, Embrapa Solos, Instituto Agronômico do Paraná, 74 p

Chow V.T., Maidment R. y Mays L. (1994). *Hidrología Aplicada*. Mc Graw-Hill.

England, J., Velleux, M. y Julien, P. (2007). "Two-dimensional simulations of extreme floods on a large watershed". *Journal of Hydrology*, 347(1):229-241.

EPA, 2005. SWMM – Manual del Usuario (Version 2005, en español).

Giangola-Murzyn, (2013). "Modelación y parametrización hidrológica de la ciudad, resistencia a inundaciones". Tesis de Doctorado. Université Paris-Est.

Gomes, E. de S. (2014). "A dinámica hidrológica fluvial em bacias hidrográficas com diferentes taxas de impermeabilizaçao do solo em Guarapuava/PR". Dissertaçao como requisito de Mestre em Geografia, UNICENTRO, Guarapuava, Parana.

Jorquera E., Weber J.F., y Reyna S.M. (2012) "Revisión del estado del arte en la modelación hidrológica distribuida e integrada". Primer Encuentro de investigadores en formación en Recursos Hídricos. Ezeiza, Bs. As.

Mays, W. M. (2001). *Stormwater Collection Systems Design Handbook.* Mc Graw-Hill.

Orsolini, H.E.; Zimmermann, E.D. y Basile, P.A. (2000). "Hidrología: Procesos y Métodos". ISBN 950-673- 254-4. UNR Editora. Editorial de la Universidad Nacional de Rosario.

Riccardi, G., (2004). *Hidrología en medios antropizados*. Libro electrónico. CURIHAM, FCEIA-UNR. http://cvirtual.fceia.unr.edu.ar.

Stehli P.T., Weber J.F. y Jorquera E. (2012) "Implementación de un modelo hidrológico espacialmente distribuido de simulación de eventos". Primer Encuentro de investigadores en formación en Recursos Hídricos. Ezeiza, Bs. As.

Stehli, P., Weber J. y Vestena L. (2016). "Avances en la aplicación de un modelo hidrológico distribuido en una Cuenca fuertemente antropizada". *XXVII Congreso Latinoamericano de Hidráulica 2016*.

Velleux, M., England, J. y Julien P. (2008). "TREX: Spatially Distributed Model to Assess Watershed Contaminant Transport and Fate". *Science of the Total Environment*, 404(1):113-128.

IAHR AIIH
XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

REGIONALIZACIÓN DE PRECIPITACIONES PARA LA OBTENCIÓN DE LLUVIAS DE DISEÑO EN EL ESTADO DE OAXACA

Roberto Abraham Vázquez Martínez, Eliseo Carrizosa Elizondo, y Ramón Domínguez Mora

Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México
rvazquezm@iingen.unam.mx; ecae@pumas.iingen.unam.mx; rdm@pumas.iingen.unam.mx

RESUMEN

En este trabajo se elabora un análisis regional para la entidad federativa de Oaxaca, el estudio utiliza información de registros de precipitación acumulada cada 24 horas, esta información es obtenida a través de estaciones climatológicas distribuidas por toda la entidad.

Para la elaboración de la regionalización primeramente se agruparon las estaciones que tuvieran un comportamiento estadístico similar, de esta manera y considerando la topografía del lugar, se delimitaron cuatro regiones homogéneas dentro de la entidad. Para cada una de las regiones se construyó una muestra ampliada formada por los valores máximos anuales de cada estación divididos entre su respectiva media, y posteriormente se ajustó una función de probabilidad que representa el comportamiento de la muestra, de esta forma se obtienen diferentes factores regionales que multiplicados por la media de los máximos anuales de cada estación es posible calcular la precipitación para un determinado periodo de retorno. Aunado a esto, se presentan algunos mapas de isoyetas asociados a diferentes periodos de retorno que permitan conocer la precipitación en sitios con nula o escasa información.

ABSTRACT

In this article a regional analysis is elaborated for the state of Oaxaca, the study uses information based on recorded daily accumulated rainfall every 24 hours, this information is obtained through climatological stations distributed all over the state.

For the elaboration of the regionalization, the stations that had a similar statistical behavior were grouped, and considering the terrain shape of the state, four homogenous regions were delimited within the state. For each region, an ample sample was constructed, formed by the annual maximum values of each station divided by their respective average, and a probability function was subsequently adjusted to represent the behavior of the sample. In this way, different regional factors are obtained, that multiplied by the average of the annual maximums of each station it is possible to calculate the precipitation for a certain return period. In addition to this, some maps of isoyetas are presented, associated to different return periods that allows to know the precipitation in places with no or little information.

PALABRAS CLAVES: Regionalización, análisis hidrológico, precipitación, periodo de retorno, isoyetas, factor regional, función de probabilidad.

INTRODUCCIÓN

Para poder determinar el diseño y dimensionamiento óptimo de una obra hidráulica, ya sea de protección o aprovechamiento, se requiere de información hidrológica abundante y confiable, siendo la precipitación uno de los parámetros más importantes a considerar.

En México, la disponibilidad de registros de precipitación es mucho mayor que los de escurrimiento, (Aparicio,1992) no obstante, la red estaciones climatológica encargada de la medición de la altura de precipitación en milímetros, es insuficiente y no satisface la demanda de información requerida para la elaboración de estudios hidrológicos adecuados, por tal motivo en este trabajo se presenta un análisis regional de precipitaciones para la entidad federativa de Oaxaca.

Se eligió el estado de Oaxaca debido a que su zona geográfica es altamente vulnerable a ser atacada año con año por eventos hidrológicos extremos, la entidad comprende tan solo del año 1971 a 2011 se han registrado un total de 17 eventos de este tipo, donde 9 fueron de tipo depresión tropical, seis de tormenta tropical, un huracán categoría uno, y un huracán categoría tres. Dichos fenómenos afectaron diferentes municipios del estado, generando pérdidas económicas por daño en infraestructura, e inclusive pérdidas de vidas humanas.

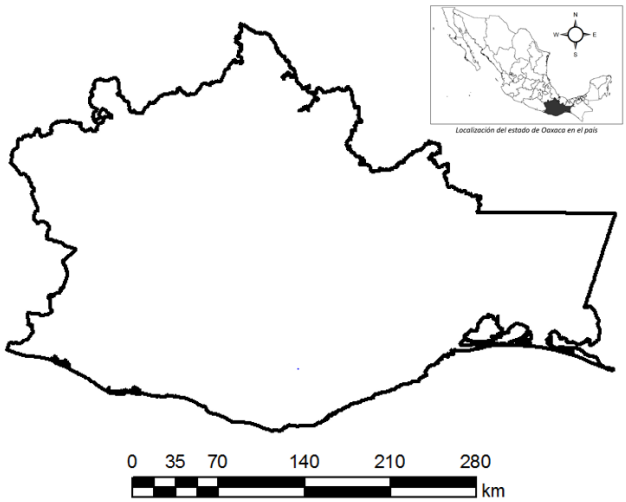


Figura 1.- Forma y ubicación del estado de Oaxaca, con superficie de 93 952 km^2

La técnica empleada parte de dividir la entidad federativa en regiones homogéneas, procurando que, dentro de cada una de las regiones propuestas se tenga un comportamiento hidrológico similar, de esta forma todas las estaciones climatológicas que se encuentren dentro de una misma región formarán un único registro, así, los análisis estadísticos no se elaborarán de forma individual para cada una de las estaciones climatológicas, sino que se realizarán por regiones.

La ventaja de la técnica regional utilizada en este trabajo es que utiliza la mayor cantidad de datos posible, sin importar que los registros no cuenten con una misma temporalidad. De esta forma, se garantizan resultados confiables y de calidad, evitando las inconsistencias que se obtienen cuando se analiza cada estación individualmente.

Los resultados finales del trabajo son factores regionales que permiten calcular la precipitación para diferentes periodos de retorno en cualquier punto de la entidad, aunado a esto, se presentan algunos mapas de isoyetas asociados a diferentes periodos de retorno. Estos mapas sirven como una herramienta útil para dimensionar obras hidráulicas destinadas a mejorar la calidad de vida de las personas de la entidad.

METODOLOGÍA

Es importante mencionar que, todos los datos utilizados para la elaboración del análisis regional están referidos a la altura máxima de precipitación anual en 24h.

De igual forma, es conveniente aclarar que no todas las estaciones ubicadas dentro del estado fueron tomadas en cuenta para el estudio, por ello se hizo un proceso previo de selección en el que sólo se escogieron aquellas estaciones con un historial de por lo menos 20 años de registro, además por tratarse de una entidad ubicada en el sur del país también se incluyeron aquellas estaciones en las que los datos faltantes correspondieran a la temporada de estiaje, es decir que no necesariamente se requería el registro completo de un año para incluir la estación dentro del estudio.

Por otro lado, también fue necesario verificar la veracidad de algunos datos con su respectivo organismo operador, en el caso de México, estos organismos son: la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) y la Comisión Federal de Electricidad (CFE). Los datos verificados fueron aquellos que reportaran valores inusuales o poco congruentes con el resto del historial. Una vez realizado el proceso de selección, de las 352 estaciones que tiene el estado de Oaxaca, únicamente se utilizaron 190 para el análisis regional.

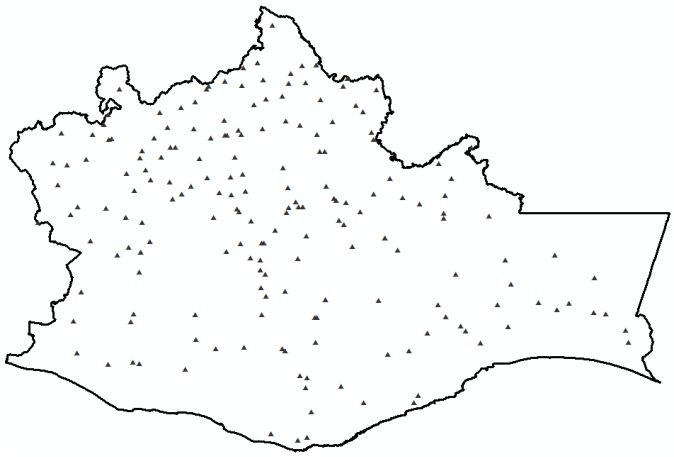


Figura 2.- Ubicación de las 190 estaciones climatológicas tomadas en cuenta para el análisis regional

Posteriormente, del historial de cada una de las estaciones se obtuvieron los parámetros estadísticos: media, desviación estándar y coeficiente de variación (CV). Con ayuda de este último, y considerando la topografía del estado, se agruparon por regiones las estaciones que tuvieran un CV similar.

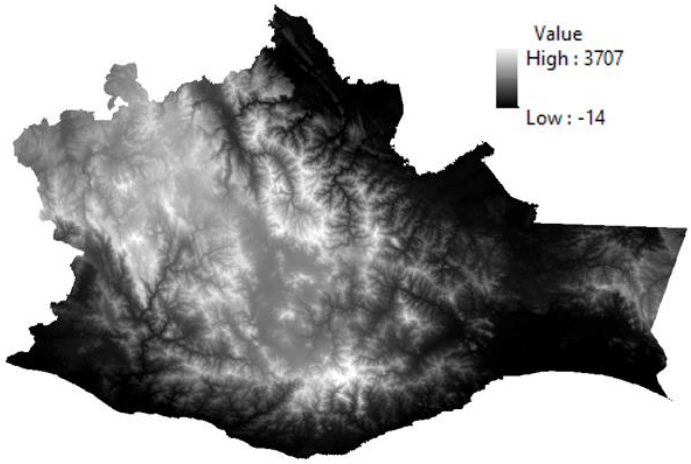


Figura 3.- Modelo digital de elevaciones del estado de Oaxaca

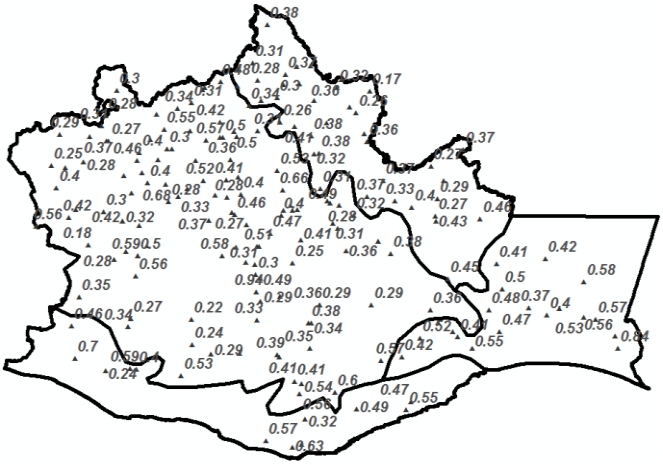


Figura 4.- CV de cada una de les estaciones, y delimitación de regiones hidrológicas propuestas

DESARROLLO

Una vez definidas las regiones se aplicó la técnica de estaciones – año, este método es utilizado para estimar largos periodos de retorno, parte de la suposición de que los registros en los sitios son independientes entre sí, y consiste en el tratamiento de una sola muestra de datos conformada por un registro estandarizado de eventos (Escalante y Reyes, 2008). Para formar dicho registro se divide cada valor máximo de precipitación entre la media de la estación correspondiente como se muestra en la tabla 1 para la estación 20001.

Tabla 1.- Obtención de datos estandarizados para la estación 20001, con precipitación media de 149.19 mm

Clave de la estación	Año	hp_{max}	$hp_{max}/\overline{hp}$
20001	1952	134.20	**0.899**
20001	1954	99.40	**0.666**
20001	1955	120.80	**0.810**
20001	1956	127.20	**0.853**
20001	1957	82.50	**0.553**
20001	1960	84.40	**0.566**
20001	1961	164.90	**1.105**
20001	1962	297.00	**1.991**
20001	1963	334.70	**2.243**
20001	1964	95.80	**0.642**
20001	1965	129.00	**0.865**
20001	1966	155.90	**1.045**
20001	1968	160.00	**1.072**
20001	1971	128.90	**0.864**
20001	1974	191.00	**1.280**
20001	1976	123.00	**0.824**
20001	1978	123.00	**0.824**
20001	1979	180.00	**1.206**
20001	1980	103.00	**0.690**

Lo mismo se hizo para cada una de las estaciones, los datos estandarizados fueron agrupados por regiones, de manera que se formara un registro único para cada región. Una vez obtenidos los registros estandarizados se ordenaron de mayor a menor y se le asignó un periodo de retorno con la fórmula de Weilbul.

$$T = \frac{n_T+1}{m} \quad [1]$$

Donde:

T, es el periodo de retorno en años.

n_T, es el tamaño de muestra del registro estaciones-año.

m, es el número de orden del registro, desde m = 1,…, n_T.

Después, se asigna una probabilidad de no excedencia con la ecuación [2], se ajustan diferentes funciones de probabilidad y se elige aquella que arroje el menor error estándar de ajuste (EEA).

$$P(X \leq x) = P = 1 - \frac{1}{T} \quad [2]$$

Donde:

P, es la probabilidad de no excedencia.

La ecuación del error estándar de ajuste es la siguiente:

$$EEA = \sqrt{\frac{\sum(hp_{medida} - hp_{calculada})^2}{n_T - n_p}} \quad [3]$$

Donde:

n_p, es el número de parámetros de la función de probabilidad.

Las funciones de distribución de probabilidad (FDP) que arrojaron el menor EEA fueron las funciones de Gumbel y Doble Gumbel.

FDP Gumbel:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}} \quad [4]$$

Donde α y β son parámetros de la función que se calculan con las ecuaciones 5 y 6.

$$\alpha = \frac{1.2825}{S} \quad [5]$$

$$\beta = \bar{x} - 0.45S \quad [6]$$

Donde:

S, es la desviación estándar de la muestra.

x, es el valor calculado.

$\bar{x}$, es la medida muestral.

FDP Doble Gumbel.

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha_1(x-\beta_1)}}\left[p + (1-p)e^{-e^{-\alpha_2(x-\beta_2)}}\right] \qquad [7]$$

Donde:

α_1 y β_1 son parámetros de la primera población (no ciclónica).

α_2 y β_2 son parámetros de la segunda población (ciclónica).

p, es la probabilidad de tener eventos no ciclónicos.

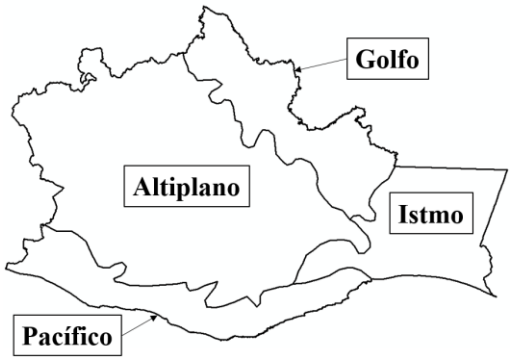


Figura 5.- Nombre de las regiones homogéneas propuestas

RESULTADOS

Para las regiones de Golfo e Istmo, la función de probabilidad que presentó un mejor ajuste fue la de Gumbel, mientras que, para las regiones de Altiplano y Pacífico la función que representó mejor el comportamiento de los datos fue la Doble Gumbel, como se muestra en las figuras 6 a 9.

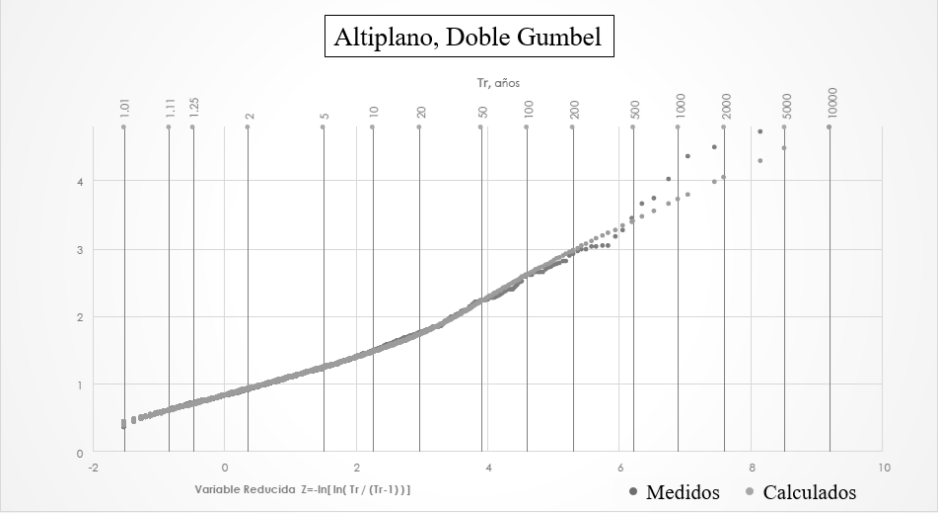


Figura 6.- Gráfica de los valores medidos y calculados con la función Doble Gumbel para la región de Altiplano

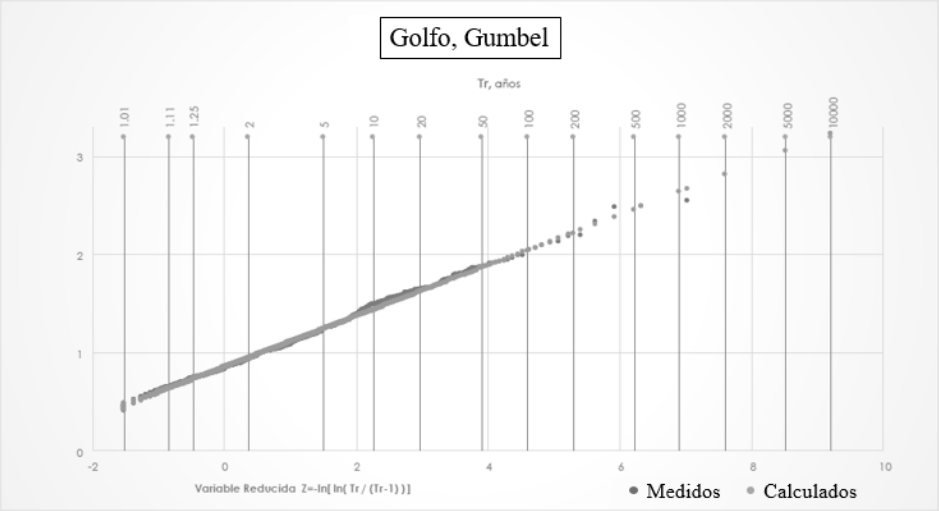


Figura 7.- Gráfica de los valores medidos y calculados con la función Gumbel para la región de Golfo

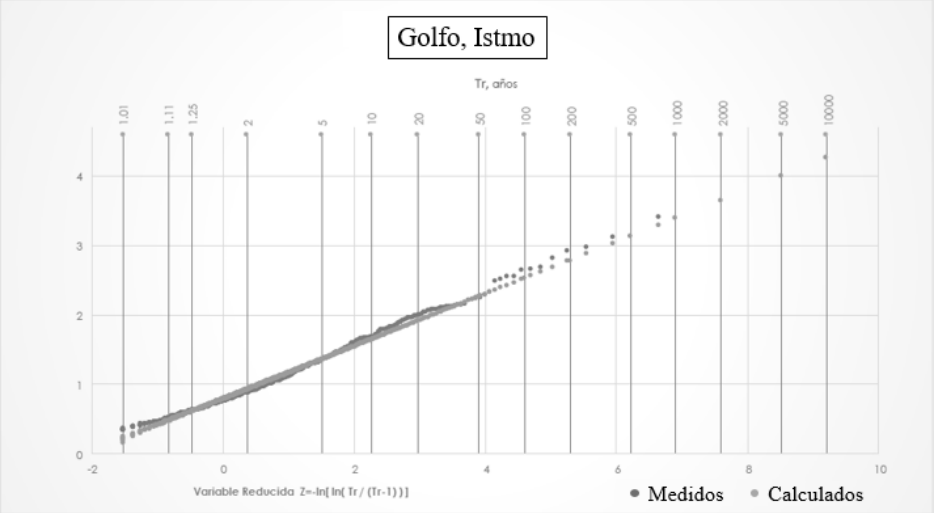


Figura 8.- Gráfica de los valores medidos y calculados con la función Gumbel para la región de Istmo

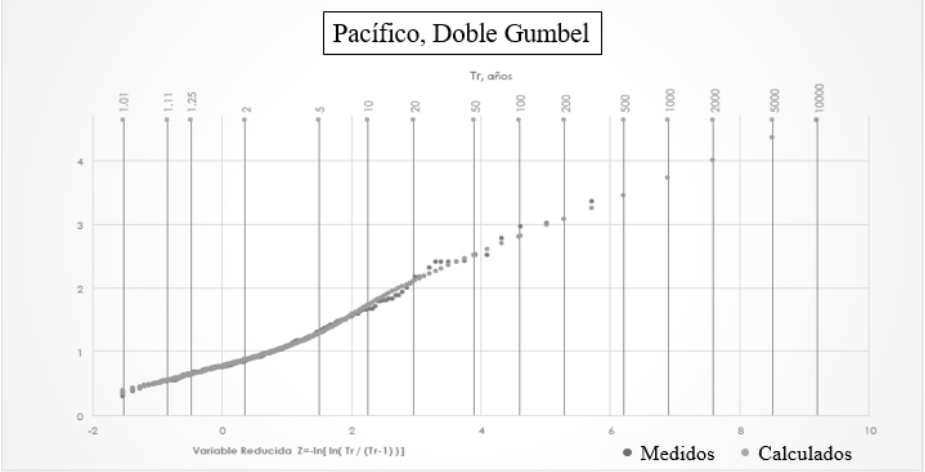


Figura 9.- Gráfica de los valores medidos y calculados con la función Doble Gumbel para la región de Pacífico

Utilizando las funciones de probabilidad seleccionadas, se realizó una extrapolación para

estimar distintos eventos de diseño, de esta manera se obtuvieron los factores de diseño en cada región para diferentes periodos de retorno.

Tabla 2.- Factores de diseño asociados a diferentes periodos de retorno (Tr).

Tr (Años)	Altiplano	Golfo	Istmo	Pacífico
2	0.92	0.95	0.92	0.87
5	1.23	1.24	1.35	1.27
10	1.46	1.43	1.63	1.72
20	1.72	1.62	1.9	2.1
50	2.2	1.86	2.26	2.51
100	2.6	2.04	2.52	2.8
200	2.96	2.22	2.78	3.08
500	3.4	2.46	3.13	3.45
1000	3.72	2.64	3.39	3.72
2000	4.04	2.82	3.65	4
5000	4.47	3.06	4	4.36
10000	4.78	3.23	4.26	4.63

Conociendo estos factores, y con ayuda de un mapa de isoyetas de las medias de las precipitaciones máximas anuales (figura 3), es posible conocer la tormenta de diseño en cualquier parte del estado de Oaxaca, para ello, únicamente se debe multiplicar la altura de precipitación de la zona de interés por su respectivo factor regional.

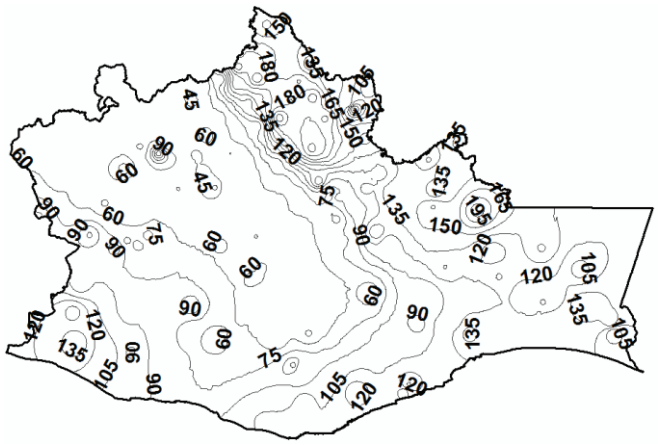


Figura 3.- Ejemplo de mapa de isoyetas de precipitación máxima media anual

CONCLUSIONES

Debido a la extensa superficie del estado de Oaxaca, la densidad de estaciones climatológicas es baja, por tal motivo sería conveniente reincorporar las estaciones que actualmente se encuentran fuera de servicio, y por ningún motivo dejar de dar mantenimiento a aquellas que actualmente se encuentran operando.

De acuerdo con los resultados obtenidos en el mapa de regiones hidrológicas es posible observar que la topografía del estado juega un papel importante al delimitar las regiones, por ejemplo,

las zonas que tienen una orografía accidentada contienen estaciones con un comportamiento estadístico similar, mientras que, las zonas con planicie albergan otro grupo diferente de estaciones.

Por otro lado, los resultados arrojados por el análisis probabilístico indicaron que función Doble Gumbel es la que mejor representa el comportamiento de las regiones de Altiplano y Pacífico, esto debido a que en ellas se presentan lluvias asociadas a eventos ciclónicos, por tal razón, es conveniente la elaboración de obras hidráulicas de protección que permitan mitigar los efectos adversos que puedan generar sobre la población.

Finalmente, es importante resaltar que el análisis de regionalización es de mucha utilidad para conocer la tormenta de diseño en cualquier parte del estado de Oaxaca, ya que considera la mayor cantidad de información posible, reduciendo la incertidumbre y aumentando la confiabilidad de la altura de precipitación esperada para diferentes periodos de retorno.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aparicio, M. F., (2012),"*Fundamentos de Hidrología de Superficie*". Editorial LIMUSA. México

Domínguez Mora, Carrizosa Elizondo Eliseo, Fuentes Mariles Guadalupe E. Arganis Juárez Maritza L., Osnaya Romero Javier, Galván Andrés. (2015). "*Análisis Regional para la estimación de precipitaciones de diseño en la república mexicana*". Instituto de Ingeniería UNAM. México.

Escalante Sandoval, C. A., & Reyes Chávez, **L.** (2008). *Técnicas estadísticas en hidrología*. México.

Vázquez, M. R. (2017). *"Análisis regional de precipitaciones para la obtención de lluvias de diseño en el estado de Oaxaca"* (Tesis de licenciatura). UNAM, CDMX.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

ESTUDIO DE TORMENTAS DE DISEÑO EN LA CUENCA DEL ARROYO FELICIANO EN LA PROVINCIA DE ENTRE RÍOS

Mayra D. Collante Wojcicki, Vanesa E. Gimenez, María Inés Mastaglia, Rodolfo Sato, Natalia Cattaneo y Patricia López
Departamento de Ingeniería Civil, Facultad Regional Paraná (E.R.), Universidad Tecnológica Nacional, República Argentina
vanesagimenez291@gmail.com, mayracollante@hotmail.com

RESUMEN

En la provincia de Entre Ríos existen más de 200 estaciones pluviométricas distribuidas en 10 cuencas hidrográficas y se efectúan lecturas diarias desde el año 1934. La cuenca del arroyo Feliciano es una de las más extensas en la provincia y han ocurrido en los últimos años inundaciones con daños importantes como consecuencia de las intensas precipitaciones.

En este trabajo se estudiaron las tormentas de diseño para distintas recurrencias en la cuenca del arroyo Feliciano, en la cual, por su extensión, la distribución areal y temporal de la lluvia adquiere importancia en la determinación del caudal generado, no siendo posible caracterizar la lluvia en toda su extensión con la información de una sola estación pluviométrica.

Empleando los datos de distintas estaciones pluviométricas, evaluando un período de registros de al menos 30 años y utilizando las herramientas brindadas por los Sistemas de Información Geográfica (SIG), se propuso el empleo de pluviómetros ficticios para la generación de datos de precipitación media diaria areal que abarcaran distintas áreas de interés. Con la información así obtenida se estimaron curvas intensidad-duración-frecuencia (IDF) mediante análisis de frecuencia de las series de Precipitaciones Medias Areales Máximas Anuales (PMAMA) y, además, curvas de decaimiento areal regionales.

ABSTRACT:

In Entre Ríos province there are more than 200 pluviometric stations distributed in 10 hydrographic basins which provide daily pluviometric data since 1934. The Feliciano basin is one of the largest in the province and over the last few years floods have occurred that caused significant damages owed to intense rainfalls.

In this work design storms for different frequencies in Feliciano´s basin were studied. As this basin is large and the areal and temporal distribution are decisive to approximate its flow, neither data results obtained from only one station are applicable, nor the rainfall can be characterized as uniform.

As a result, the use of a fictional pluviometer for the generation of daily average areal precipitation data was proposed. This meant employing data from different pluviometric stations, evaluating records in a 30-year period and using tools provided by Geographic Information Systems (GIS). The obtained information allowed the estimation of intensity-duration-frequency curves (IDF) by frequency analysis of the maximum average areal annual precipitation (MAAAP) series and, also, regional depth area curves.

PALABRAS CLAVES: información pluviométrica; cuencas extensas; curvas IDF.

INTRODUCCIÓN

El conocimiento y análisis de información de precipitaciones es una base imprescindible para la planificación, el diseño y la operación de obras de infraestructura relacionadas con los recursos hídricos (Tucci Morelli, 2007).

El dimensionamiento de estructuras hidráulicas requiere el conocimiento de la tormenta que produce los caudales picos que debe soportar la estructura, para lo cual se asocia una determinada tormenta de diseño a un riesgo de rotura establecido que se asume como eventualmente admisible (Chow *et al*., 2000). Salvo que se cuente con una estación de aforo en el emplazamiento de la obra, suelen utilizarse modelos de transformación de lluvia–caudal a los efectos de obtener los caudales picos de diseño en base a una determinada tormenta de diseño (Daniil *et al*., 2005).

En caso de cuencas menores o de mediana extensión, suele considerarse que la distribución de la precipitación es uniforme en toda la cuenca y se utilizan datos de lluvia de una estación meteorológica cercana asumiendo que la información puntual que se obtiene en ésta es adecuada para el análisis de este tipo de cuencas. La estimación de la relación Intensidad – Duración – Frecuencia (IDF) para la estación meteorológica considerada es suficiente para el diseño hidrológico de este tipo de cuencas. Para cuencas mayores, con superficie superior a 100 km², esta suposición de uniformidad de la lluvia deja de ser válida en mayor medida cuanto mayor es la extensión de la cuenca. Bajo estas consideraciones es de interés la determinación de las tormentas de diseño contemplando la distribución espacial de las precipitaciones en grandes cuencas.

La cuenca del arroyo Feliciano, objeto del presente estudio, se encuentra ubicada en la porción noroeste de la provincia de Entre Ríos, posee una superficie aproximada de 8200 km^2 y es tributaria al río Paraná. Se extiende por tres departamentos entrerrianos: Federal, Feliciano y La Paz. Su forma es elongada en sentido noreste-sudoeste y el relieve es ondulado con suelos muy arcillosos que se erosionan con las abundantes precipitaciones. Por su margen izquierda recibe el mayor porcentaje de aporte mientras que, por la derecha sólo ingresa un tributario, el arroyo Estacas, que escurre paralelo al arroyo Feliciano hasta su descarga en el mismo (Figura 1).

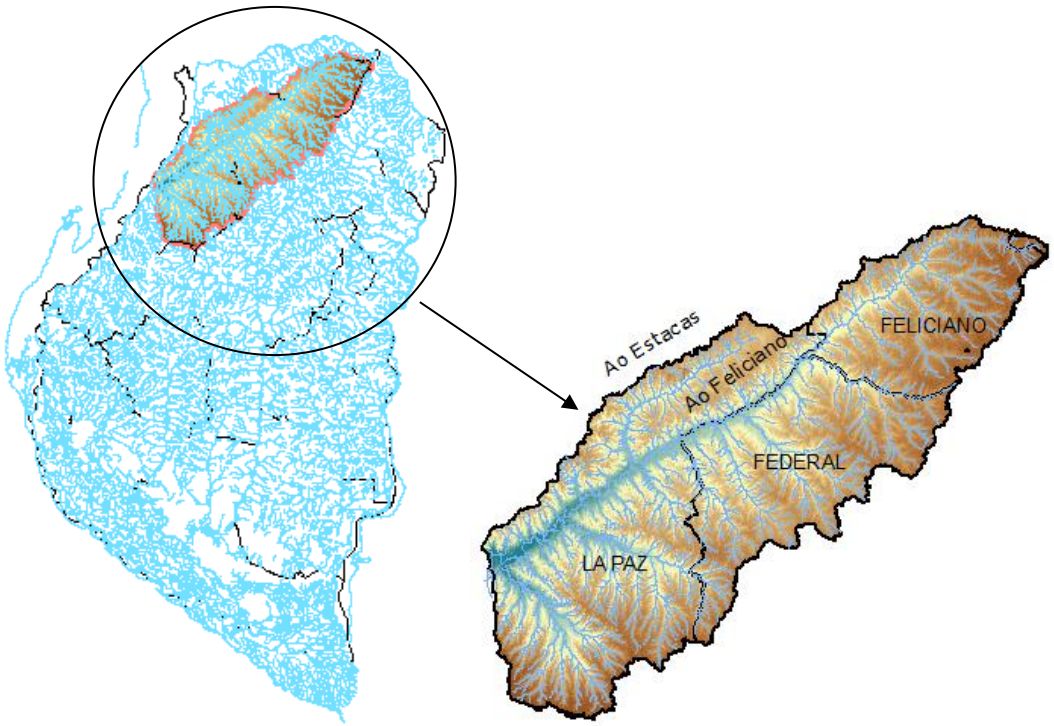


Figura 1.- Ubicación de la cuenca del arroyo Feliciano

Las intensas y sostenidas precipitaciones registradas en los últimos años en la cuenca generaron la crecida de los numerosos arroyos que alimentan al Feliciano causando el desborde de éste. Esto produjo la inundación de la población asentada en las cercanías del arroyo. Además, se

produjo el corte de rutas y caminos dejando ciudades aisladas, socavación en puentes y deslizamientos de barrancas, entre otros graves inconvenientes.

La Figura 2 muestra el sobrepaso de la crecida de abril de 2016 en la Ruta Nacional Nº 12 a la altura del paraje El Quebracho, en el acceso a Santa Elena, departamento La Paz, dejando a la ciudad aislada, situación reportada por los medios locales como "Una histórica masa de agua producida por el desborde del arroyo Feliciano anegó una gran parte del enlace vial" (Diario Ahora de Entre Ríos, 2016). La Figura 3 ilustra el estado en que quedaron las viviendas en esta zona de característica periurbana.

Figura 2.- Desborde del arroyo Feliciano sobre Ruta Nacional Nº12

Figura 3.- Viviendas anegadas por el desborde del arroyo Feliciano

La ocurrencia de eventos de tal magnitud y sus consecuencias obligan a implementar metodologías que permitan mayor precisión en la estimación de los parámetros de diseño de las obras hidráulicas como así también en el análisis de inundabilidad de los terrenos a urbanizar, adquiriendo importancia el estudio de las precipitaciones que generan tales crecidas

La provincia de Entre Ríos cuenta con una extensa red pluviométrica con largas series de datos de carácter histórico provenientes de la medición de las precipitaciones de eventos naturales ocurridos y registrados cronológicamente. El tratamiento de dichos registros ha posibilitado el análisis de la variabilidad espacial de las precipitaciones en grandes cuencas, factor que influye en la estimación de caudales y como tal se espera que su consideración permita mayor precisión en los resultados de modelos hidrológicos.

El presente estudio ha sido la información de base utilizada para la determinación de la Precipitación Media Areal (PMA) como variable de interés a partir de la cual se determinaron curvas IDF para la cuenca del arroyo Feliciano.

METODOLOGÍA

A. Recopilación de datos

La base de datos para el estudio de precipitaciones la constituyeron los registros de estaciones pluviométricas convencionales y automáticas. En Entre Ríos existen diferentes organismos que incluyen entre sus actividades mantener un registro de las mediciones de las precipitaciones. Las instituciones que proveyeron sus registros históricos en carácter oficial son:

- Dirección de Hidráulica de la provincia de Entre Ríos (DHER)
- Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria (INTA)
- Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación (SSRH)
- Servicio Meteorológico Nacional (SMN)
- Bolsa de cereales de Entre Ríos

El arroyo Feliciano es también evaluado y monitoreado por la estación hidrométrica Paso Medina operada por la SSRH desde el año 1975.

Se realizó un análisis de confiabilidad de estos datos y se los organizó en una base de datos espacial (Figura 4) en un SIG, donde cada pluviómetro tiene asociada la información de interés: denominación, operador, coordenadas de ubicación, fecha de inicio y finalización de observaciones, cuenca y departamento al que pertenece.

El estudio requirió una longitud de series pluviométricas de al menos 30 años de registro para realizar un análisis de frecuencias (Tito *et al*., 2012). Se observó una distribución espacial adecuada y acceso a datos de longitudes aptas para series extensas en cuanto a lo temporal. Sin embargo, también fue fácilmente constatable que las estaciones exhibían periodos sin observaciones no verificando la condición antedicha. Con el objeto de evaluar la aptitud individual de las estaciones, se elaboró un sistema de categorización de las mismas en función de la extensión y continuidad de los registros, siendo las de mayor cobertura las de categoría N°1 y disminuyendo ésta hasta la N°5. En esta evaluación se estableció el porcentaje de completitud de datos disponibles de medición para cada año de la serie, lo cual se calculó mediante el cociente entre la cantidad de meses observados de todo el período de registro y la cantidad de meses de la serie anual completa.

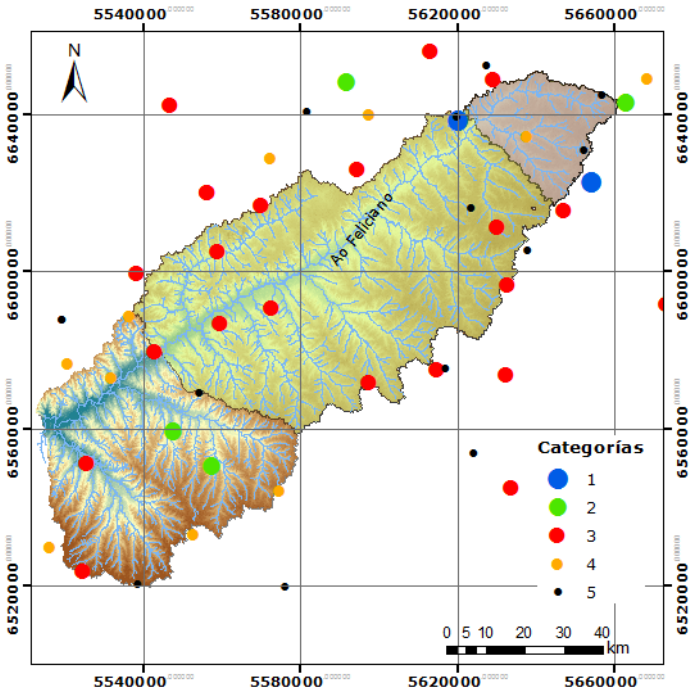


Figura 4.- Red de estaciones pluviométricas de la cuenca del Aº Feliciano

Cabe destacar que la implementación de las nuevas tecnologías SIG involucró efectivizar los procesos necesarios de la investigación sistematizada. Una forma de hacerlo fue realizar la categorización, ya que constituyó una técnica coadyuvante en la que, mediante la posibilidad de visualizar la distribución de las distintas estaciones y sus diferencias, se facilitó en el SIG el proceso de selección que se describe a continuación.

B. Selección de pluviómetros

La selección de estaciones a considerar para la determinación de la PMA se realizó mediante los procesos mencionados precedentemente de análisis de la distribución espacial y categorización de los pluviómetros. Para ello, se trazaron los círculos de influencia de las estaciones de 15 km de radio para una red pluviométrica mínima. Como puede observarse en la Figura 5, prevalecieron en mayor medida las estaciones de medición de categoría 2 y 3 por sobre las de categoría 1, 4 y 5. Se constataron falencias en la cobertura espacial; como consecuencia de la existencia de grandes áreas sin datos de medición disponibles, especialmente en la zona central de la cuenca.

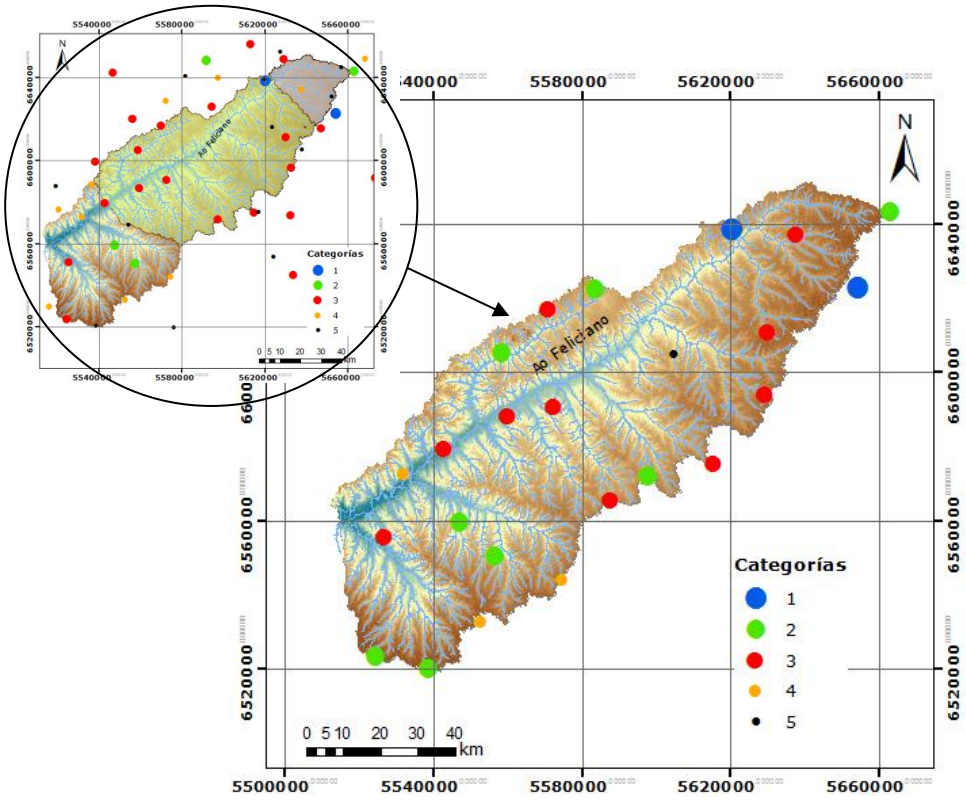


Figura 5.- Estaciones seleccionadas de la cuenca del Aº Feliciano

El área de influencia de cada estación seleccionada varió entre 90,82 km^2 y 819,91 km^2. Estas superficies equivalen a círculos de 5,38 km y 16,81 km de radio, siendo éste último valor levemente mayor que los 15 km adoptados como máximo deseable. La estación con mayor área de influencia fue una estación de categoría 5 ubicada en la región central de la misma. No existieron estaciones cercanas que cubriesen las zonas adyacentes a dicho pluviómetro y, en consecuencia, su superficie de dominio excedió ligeramente la superficie deseable.

La existencia de otras estaciones cercanas y de mejor categoría respecto de la estación de categoría 5 implicó en los procesos subsiguientes una compensación de la situación mencionada en el párrafo anterior. Por otra parte, se concluyó en que la estación San José de Feliciano (ID 107), perteneciente a la DHER, ha sido la mejor operada y la que cuenta con información más confiable, siendo ésta además, una de las próximas a la región central de la cuenca.

Al contar con el software SIG, para la aplicación a los criterios de selección se incluyó un análisis previo de diferentes posibles configuraciones espaciales de estaciones seleccionadas a modo de capas accesibles y fácilmente comparables. La visualización de estas configuraciones, con las estaciones factibles de ser seleccionadas, sus interrelaciones espaciales y categorías fue lo que facilitó la discriminación de las mismas y la consecuente elección de la disposición que se muestra en la Figura 5.

C. Relleno de las Series

Las series de los pluviómetros con observaciones faltantes fueron rellenadas por el método de la distancia inversa ponderada (IDW) del National Weather Service. Partiendo del registro base de datos de todos los pluviómetros seleccionados, se procedió a analizar los intervalos de discontinuidades en las series de precipitación diaria. Estas estaciones a completar se colocaron en el origen de un sistema de coordenadas ficticio. A partir de este sistema, se debieron hallar los pluviómetros vecinos más cercanos con datos para el relleno de la estación pivote, tratando de que, en lo posible, hubiese al menos una estación por cuadrante. Se adoptaron, entonces 4 estaciones para el completamiento de datos.

Para la adopción de las estaciones se consideró, además de la cercanía, la categoría de las estaciones a usar para el relleno. Eso requirió de un análisis espacial complejo con las herramientas del SIG, ya que se produjeron casos en los que la mayor cercanía de estaciones de peor categoría supusieron su descarte y reemplazo por otras estaciones más alejadas, pero de mayor completitud. Al haber un cuadro diverso de posibles casos en la elección de estaciones para rellenar a la pivote, se debió considerar una primera capa con la totalidad de estaciones existentes, la capa de estaciones seleccionadas y la contraposición de ambas respecto de la situación espacial de la primera mencionada.

La representatividad de los valores obtenidos con la aplicación del método IDW se evalúo contrastando las series rellenadas con las series pertenecientes a las estaciones de categoría 1, aplicando el método de curvas de doble acumulación. Con el objetivo de lograr un ajuste confiable, se procedió al trazado de los polígonos de Thiessen para los pluviómetros de dicha categoría con herramientas del SIG. De esta forma, dentro de las distintas áreas de influencia obtenidas, se separaron en conjuntos a aquellos pluviómetros seleccionados. En función de la ubicación de las estaciones seleccionadas respecto de dicha área de influencia, se determinó con cuál estación realizar el contraste de las series.

D. Precipitación Media Areal

Para analizar la precipitación sobre áreas de distinta superficie, la cuenca del arroyo Feliciano se dividió en tres subcuencas seleccionando cierres sobre el cauce principal coincidentes con puntos de interés para el diseño de obras hidráulicas. Se evaluaron por ello puntos próximos a ciudades cercanas, cruces de rutas y ubicación de estaciones de aforo (Figura 6). De esta forma, la información resultante del análisis, al ser base para modelos hidrológicos que estimen caudales, puede ser calibrada y validada por comparación con los datos de aforo de estas estaciones.

Se seleccionaron como secciones de control de las subcuencas las intersecciones del cauce principal con las Rutas Provinciales Nº 6 (Paso Medina) y Nº2 y, también, el cierre total de la cuenca. En las inmediaciones del puente del Paso Medina se encuentra una estación hidrométrica, perteneciente a la SSRH.

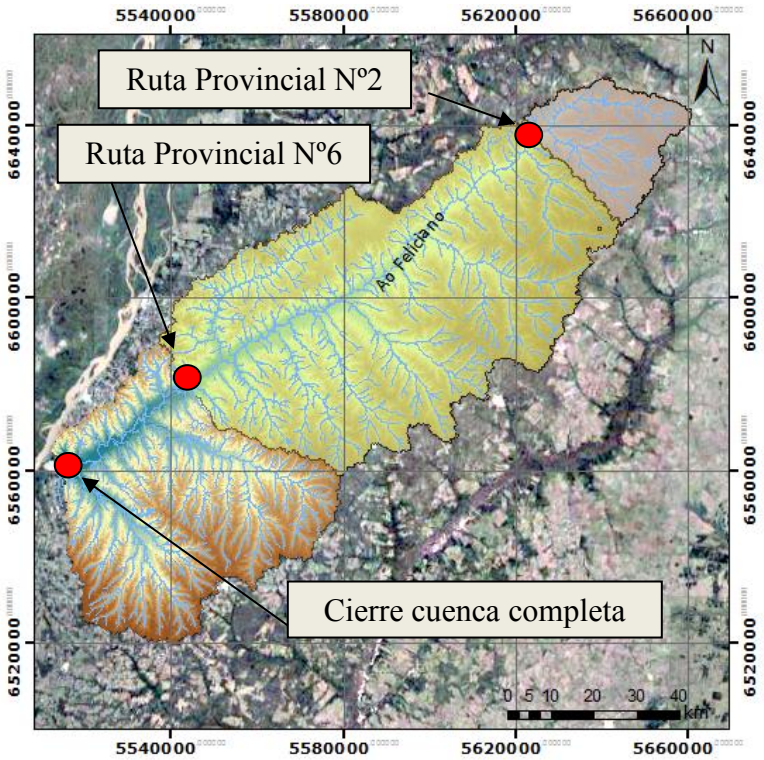


Figura 6.- Subdivisión de la cuenca del Aº Feliciano

En cada subcuenca se generó un "pluviómetro ficticio" (Caamaño *et al*., 2011) cuyos datos pluviométricos diarios son los de las PMA calculadas por el método de los polígonos de Thiessen (Figura 7 a 10). Este método considera la eventual falta de uniformidad en la distribución de estaciones y provee mejores resultados para lo que es una zona de topografías suaves y condiciones atmosféricas uniformes (Aparicio, 1997).

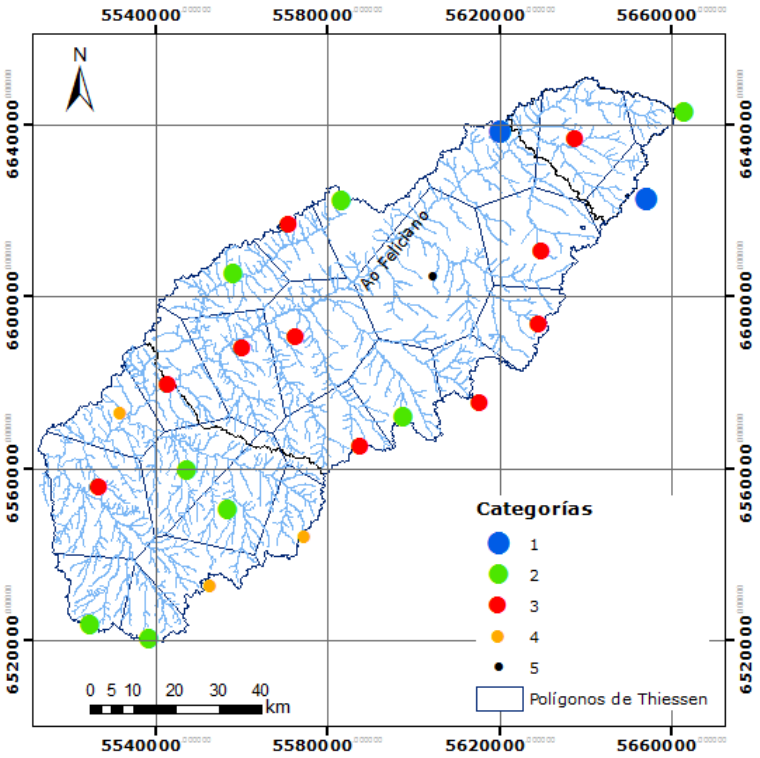


Figura 7.- Polígonos de Thiessen de las estaciones seleccionadas

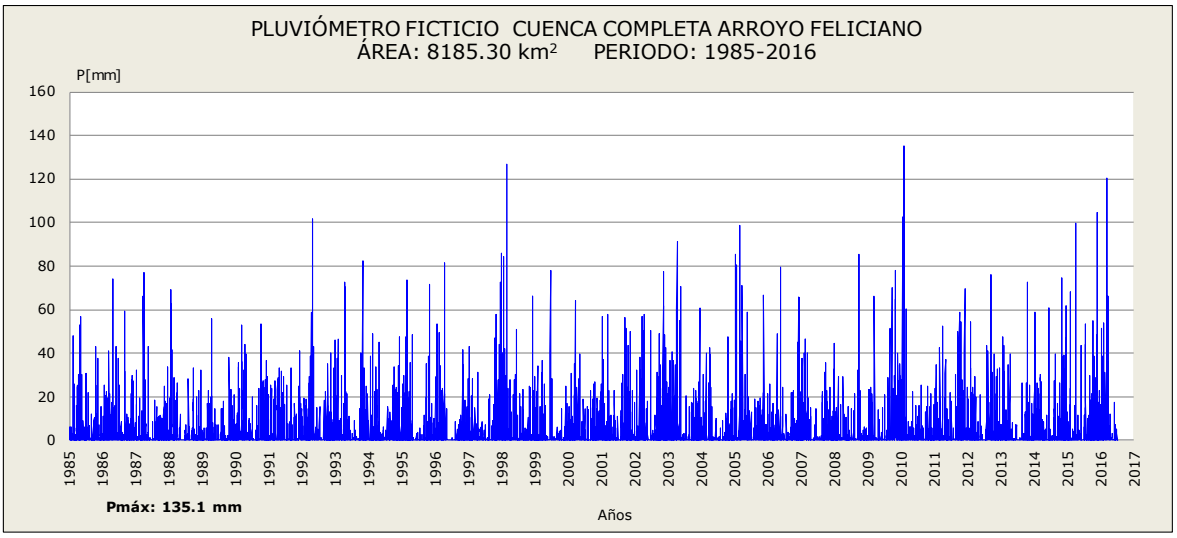


Figura 8.- Pluviómetro ficticio cuenca completa Ao Feliciano

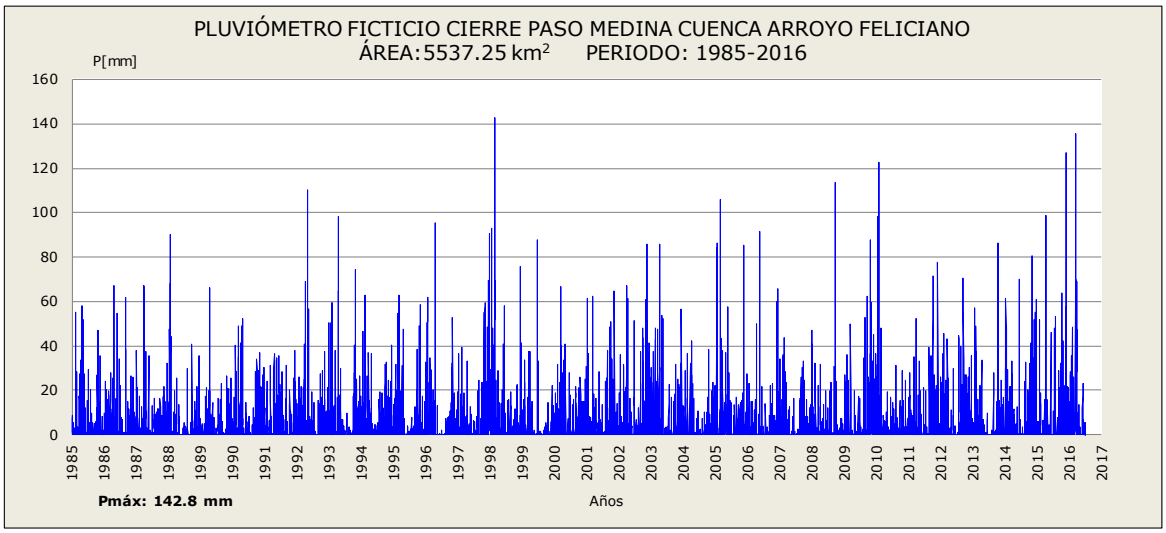


Figura 9.- Pluviómetro ficticio cuenca con cierre en Paso Medina

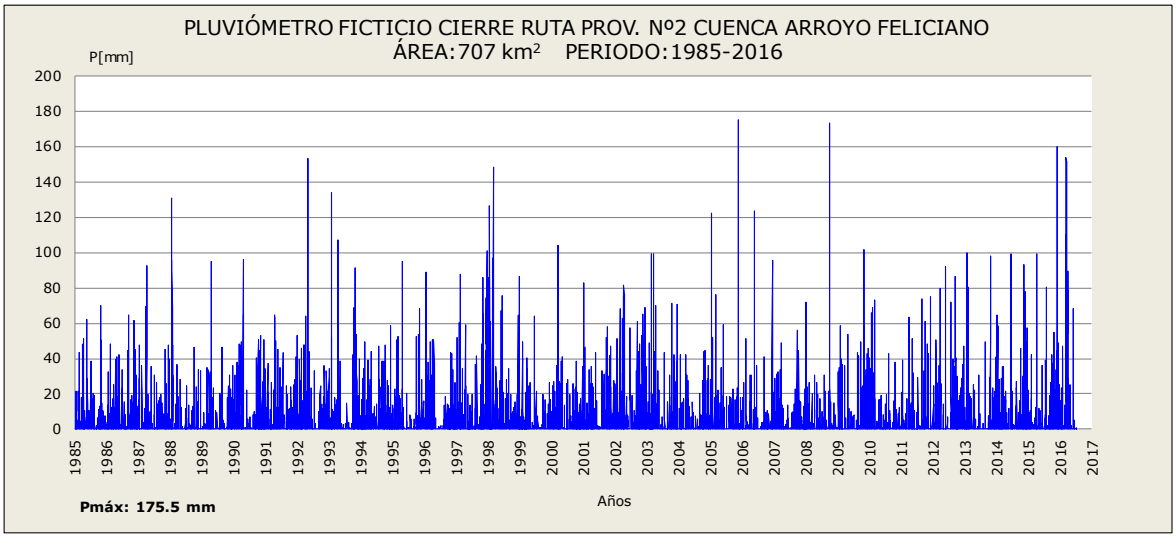


Figura 10.- Pluviómetro ficticio cuenca con cierre en Ruta Provincial Nº2

E. Análisis de frecuencias

Para cada pluviómetro ficticio se calcularon las series de PMAMA acumuladas para el año hidrológico septiembre-agosto, fijando duraciones de lluvia de hasta cuatro veces el tiempo de concentración (t_c) calculado de las subcuencas, de modo de cubrir duraciones de eventos que producen caudales máximos. Para estimar el t_c se analizó la aplicabilidad de las formulaciones de Graf *et al.* 1982 y Kirpich *et al.* 1940. Luego de un análisis de ambos trabajos y las características propias de las cuencas para las cuales fueron realizados, se consideró que la ecuación de Kirpich es la más representativa, ya que fue desarrollada sobre cuencas de mayor similitud al de las subcuencas de este trabajo, siendo en ambas sus cauces bien definidos una característica principal definitoria. Finalmente, se adoptaron 1, 2, 4, 6, 8, 10 y 12 días de duración para la generación de las series de PMAMA.

Se realizó el análisis de frecuencias de las series de PMAMA mediante la aplicación del programa AFMulti desarrollado por la Facultad de Ingeniería y Recursos Hídricos de la Universidad Nacional del Litoral. Haciendo uso de esta herramienta, se estimaron las precipitaciones para 2, 5, 10, 20, 50 y 100 años de recurrencia mediante la función de distribución General de Valores Extremos (GEV) que resultó ser la de mejor ajuste en coincidencia con otros trabajos realizados en la provincia (Tito *et al*., 2012).

F. Estimación de las curvas IDF

Con el objeto de estudiar el comportamiento de la lluvia y establecer patrones de ocurrencia que permitan evaluar la probabilidad de eventos en las distintas áreas analizadas, se ajustaron los valores obtenidos en la sección anterior en expresiones matemáticas que relacionan las variables de intensidad media, duración y período de recurrencia en esta familia de curvas característica (Chow *et al.*, 2000).

A continuación, las Figuras 11 a 13 muestran la representación gráfica de las curvas IDF obtenidas para la cuenca completa y las subcuencas con sección de control en la intersección del cauce principal y la Ruta Provincial Nº6 (Paso Medina) y Nº2.

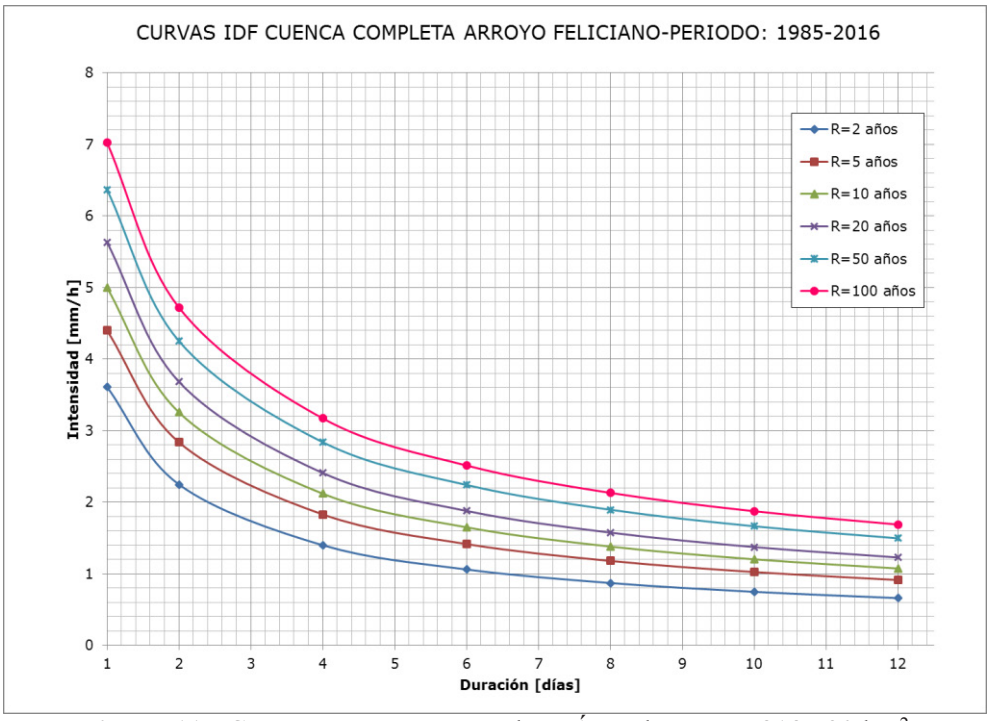


Figura 11.- Curva IDF cuenca completa. Área de aporte: 8185,30 km^2

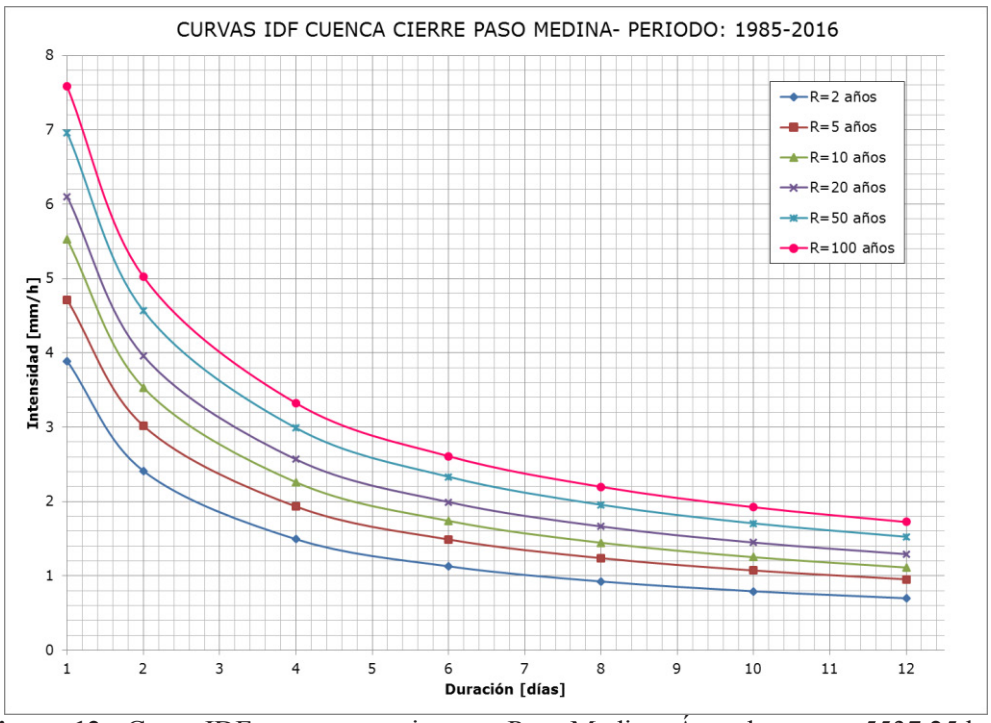


Figura 12.- Curva IDF cuenca con cierre en Paso Medina. Área de aporte: 5537,25 km^2

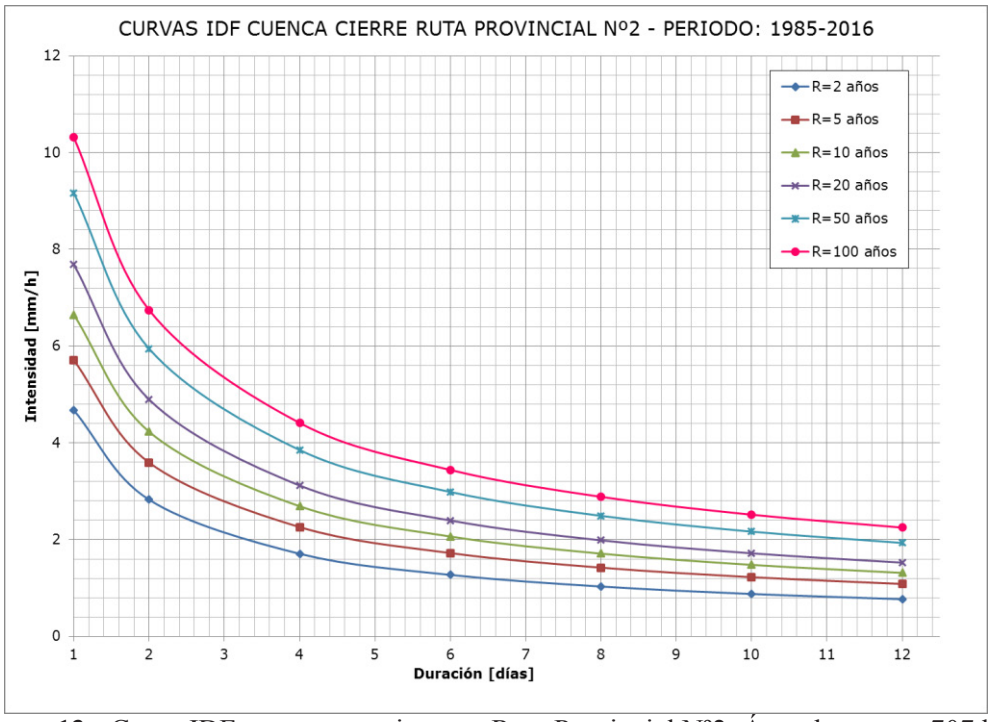


Figura 13.- Curva IDF cuenca con cierre en Ruta Provincial Nº2. Área de aporte: 707 km^2

G. Curvas de abatimiento areal

Es habitual evaluar la PMA en torno de una estación núcleo, asumida como foco del evento, usando un coeficiente de atenuación, en función del área de aporte y de la duración de lluvia. Esta técnica es objetable: la estación adoptada puede no ser el centro de todos los eventos, los máximos areales no coinciden necesariamente con los locales y el evento meteorológico que producen éstos puede diferir del causante de las grandes crecidas, que en definitiva interesan. Se propuso entonces un enfoque diferente, elaborando una relación IDF correspondiente al pluviómetro ficticio asociado a la máxima precipitación media areal y que por tener considerada la distribución espacial de las precipitaciones no requerirá atenuación (Caamaño *et al*., 2011).

El conocimiento de las PMA para las distintas áreas permitió determinar el Coeficiente de Decaimiento Areal (CDA) aplicando el procedimiento que se detalla. Se determinó la estación núcleo analizando el mayor evento registrado en el pluviómetro ficticio para cada duración y la fecha en que se produjo el mismo. Posteriormente, se localizó esa fecha en el registro de pluviómetros y se identificó la estación con la mayor precipitación designándola como núcleo del evento. El análisis del resultado de aplicar el procedimiento anterior en cada subcuenca permitió deducir un comportamiento similar en los eventos evaluados para las duraciones establecidas. Asimismo, se corroboró la existencia de gradientes de distribución espacial semejantes en torno a un mismo núcleo.

La relación entre la PMA y la precipitación registrada en la estación núcleo para cada una de las duraciones y áreas (A) de subcuencas establecidas permitió definir el CDA que resulta más preciso que aquel determinado para otras regiones. Con base en los pares de valores CDA vs A se procedió al ajuste de los mismos estimando un amortiguamiento de acuerdo con una función tipo logarítmica (García *et al*., 2000; Catalini, 2001; Catalini *et al*., 2002) para cada una de las duraciones analizadas. Como consecuencia, se generaron coeficientes regionales compatibles metodológicamente con otros estudios desarrollados en la zona para grandes tormentas.

A modo de ejemplo, en la Figura 14 se exponen las curvas de decaimiento areal para 100 años de recurrencia.

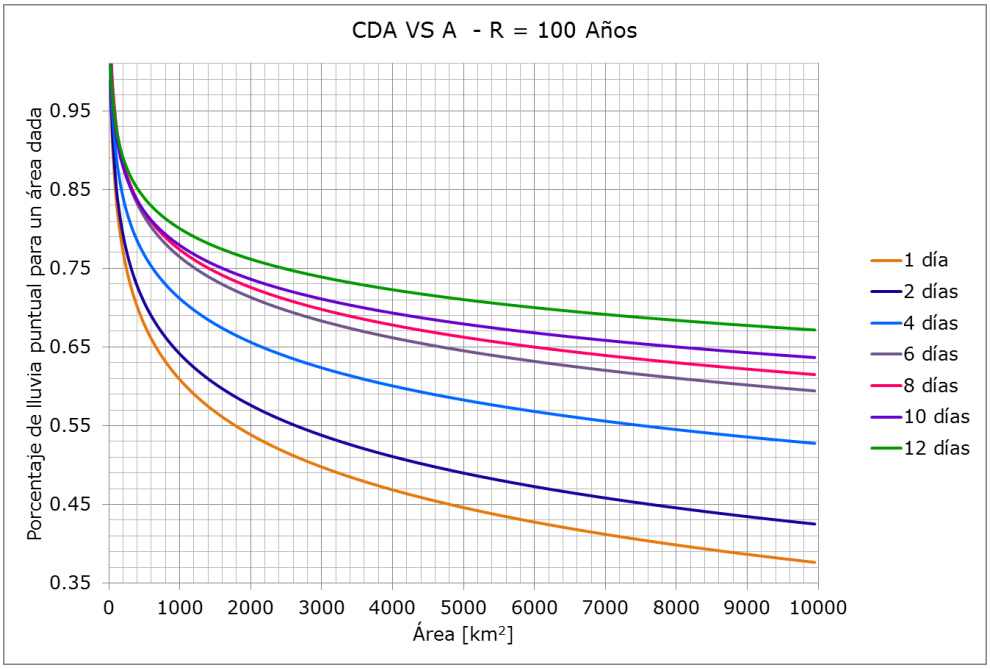


Figura 14.- Curva de decaimiento areal R = 100 años

CONCLUSIONES

El estudio permitió la determinación de tormentas de diseño en grandes cuencas considerando la distribución espacial de la lluvia aplicada en este caso a la cuenca del arroyo Feliciano.

La metodología incluye procesos de aplicación habitual para la determinación de PMA pero con la incorporación, como aporte novedoso de las tecnologías SIG, que permitió y facilitó la ejecución de una categorización que admitió diferenciar las estaciones en sus respectivas ubicaciones, la visualización en el espacio de las posibles configuraciones de estaciones a seleccionar, la determinación de las áreas de influencia, entre otros.

El desarrollo de la investigación y la interpretación de sus resultados demostraron la posible y acertada oportunidad de utilizar como variable de interés la PMA en cuencas extensas para obtener curvas IDF. Los pluviómetros ficticios asociados a las PMA, cuyas áreas de influencia

superan los 100 km^2, presentan una atenuación propia de la distribución espacial heterogénea de las precipitaciones en áreas extensas por su carácter de variable media en esas superficies y, a su vez, esta atenuación conduce a una metodología extrapolable regionalmente, que aporta valores de reducción en las curvas de decaimiento calculadas con datos de la zona.

Del análisis general de la información procesada se destaca la importancia de poseer estaciones confiables en la red pluviométrica de una cuenca y, por ello, se refuerza el valor que tiene la instrucción técnica de los operadores de las estaciones, la continuidad en la observación y el correcto registro de los datos.

Para finalizar, cabe destacar que la información generada en el presente estudio permite disponer de dos importantes herramientas para estudios hidrológicos:

- Base de datos pluviométricos que podrá ser consultada, editada, actualizada y visualizada en el espacio.
- Curvas IDF para la cuenca de estudio como fuente de información para la modelación hidrológica con el objeto de estimar caudales de diseño de mayor confiabilidad en tanto se ha considerado en las mismas la distribución espacial de los datos pluviométricos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aparicio, F. (1997). *Fundamentos de Hidrología de Superficie*. Balderas, México: Limusa.

Caamaño Nelli, G. y Dasso, Clarita M. (2011). *Lluvia de diseño sin atenuación de datos locales para una cuenca*. Cuadernos del CURIHAM (pp. 83-93). Rosario, Argentina.

Catalini, C.G. (2001). *Altura Areal de Lluvia para Diseño en la Cuenca del Río San Antonio*. Trabajo Final de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, UCC. Córdoba, RA.

Catalini, C. G.; Caamaño Nelli, G. y García C. M. (2002). *Curvas de Decaimiento Areal de Lluvias de Diseño: Efectos de la Topografía y el Clima sobre su Forma*. XX Congreso Latinoamericano de Hidráulica. IARH. La Habana, Cuba.

Chow, V.T.; Maidment, D.R. y Mays, L.W. (2000). *Hidrología Aplicada.* Buenos Aires: McGraw-Hill.

Daniil E.I.; S.N. Michas y L.S. Lazaridis. (2005). *Hydrologic modeling considerations for flood management in ungaged basins*. Trabajo presentado en 9th International Conference on Environmental Science and Technology. Isla de Rodas, Grecia.

Diario Ahora de Entre Ríos. (12 de abril de 2016). *Así corría la histórica masa de agua sobre la ruta de Santa Elena.*

García, C. M.; Catalini, C. G. y Caamaño Nelli, G. (2000). *Distribución Espacial de la Lluvia de Diseño en una Cuenca de Montaña*. XIX Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Tomo II. IARH. Córdoba, Argentina.

Graf, J.; Garklavs, G. y Oberg, K. A. (1982). *A Technique for estimating time of concentration and storage coefficient values for Illinois streams*. Servicio Geológico de los Estados Unidos (USGS) en cooperación con la División de Recursos de Agua del Departamento de Transportes de Illinois.

Kirpich, Z.P. (1940). Time of concentration of small agricultural watersheds. *Journal of Civil Engineering* (Vol.10 (n.6). p. 362).

Tito, M. J.; Pérez, M. y Guglielmone, M.L. (2012). *Aplicación del modelo SQRT-ETmax en la estimación de precipitaciones máximas diarias de la provincia de Entre Ríos*. En III Taller sobre Regionalización de Precipitaciones Máximas. Rosario, Argentina: Ed. Universidad Nacional de Rosario.

Tucci Morelli, Carlos E. (2007). *Hidrologia, Ciência e Aplicaçâo*. Cuarta Edición. Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

CAMBIO CLIMÁTICO: ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA TEMPERATURA EMPLEANDO LA TRANSFORMADA DE LEGENDRE

López-Lambraño, Alvaro[1,4]; Fuentes, Carlos[2]; López-Ramos, Alvaro[3]; Lopez-L., Mariangela[5]; Pliego-Díaz, Máximo[6]

1Facultad de Ingeniería, Arquitectura y Diseño, Universidad Autónoma de Baja California. Km. 103 carretera Tijuana – Ensenada, C.P. 22860, Ensenada, Baja California, México.
2Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Paseo Cuauhnahuac 8532, Progreso, 62550 Jiutepec, Morelos, México.

3Escuela de Ingenierías y Arquitectura. Facultad de Ingeniería Civil. Universidad Pontificia Bolivariana. Montería, Km 8 vía a Cereté, Córdoba, Colombia.

4Hidrus S.A de CV. www.hidrusmx.com

5Universidad del Norte, Km.5 Vía Puerto Colombia, Barranquilla, Colombia.

6Instituto Tecnológico de Querétaro. General Mariano Escobedo, esquina tecnológico s/n. 7600 Santiago de Querétaro, Qro., México.

altoti@gmail.com, cfuentes@uaq.mx, alopezramos@hotmail.com , mlambrano@uninorte.edu.com, mpliego@mail.itq.edu.mx

RESUMEN

Se realiza el análisis de la estructura en diferentes escalas de tiempo de la temperatura utilizando la transformada de Legendre, para así obtener las medidas multifractales de dicha variable. Para el análisis de la temperatura se emplea el método Multifractal Detrended Fluctuation Analysis (MFDFA) a partir de series de tiempo con resoluciones anuales, mensuales y diarias para 50 años de registro. En este caso de estudio, se define una función de partición y a partir de ella, se construye el correspondiente formalismo multifractal que permite analizar la regularidad Hölder de funciones que integran dichas medidas. A partir de la transformada de Legendre, fue posible el análisis estructural de la temperatura mediante la obtención del espectro de singularidades de la misma. El análisis multifractal se muestra como una herramienta adecuada y eficiente para caracterizar las series de temperatura en el estudio del cambio climático. Los espectros multifractales obtenidos son asimétricos lo que indica una alta heterogeneidad de la variable en estudio.

ABSTRACT

In this work the Hurst exponent, which can characterize correlation and persistence in time series, will be obtained by using the Multifractal Analysis. Data series of temperature will be studied. Furthermore, the multifractality of such series will be analized applying the Multifractal Detrended Fluctuation Analysis method.

PALABRAS CLAVE: Análisis multifractal, leyes potenciales, teoría de escala

INTRODUCCIÓN

La temperatura exhibe una alta variabilidad tanto en el tiempo como en el espacio. La mayor parte de los estudios se han orientado hacia el entendimiento de todos los mecanismos físicos que intervienen en la temperatura y a la incorporación de su dinámica en los modelos estocásticos de temperatura; por lo tanto la alta variabilidad de la temperatura ha inducido al estudio de sus diferentes escalas de forma independiente, lo que desemboca en un uso restringido de los citados modelos. Sin embargo, la mezcla de escalas es frecuente en hidrología, donde suele trabajarse con datos pertenecientes a pequeñas escalas temporales para obtener estimaciones correspondientes a escalas temporales más elevadas.

Mandelbrot (1967) introduce el concepto de fractal en términos de estadística autosimilar, el término radica en que la forma de un objeto no define su tamaño, definiendo los fractales como objetos que poseen una apariencia similar cuando se observan en diferentes escalas poseen detalles a escalas pequeñas arbitrarias, por lo que se tornan demasiado complejas como para estudiarse por la geometría Euclidiana. La geometría fractal es caracterizada por la prevalencia de variables aleatorias distribuidas hiperbólicamente, para la cual Pr (U>u) α u-α, donde Pr es la probabilidad de que el valor de la variable exceda u, y α es un exponente positivo. Los fractales permiten generar estructuras bastante complejas por medio de agrupaciones, por lo que pueden aplicarse a prácticamente cualquier estudio deseado. (Lovejoy y Mandelbrot, 1984).

La teoría de los fractales, y su posterior evolución hacia la teoría de los multifractales, estudia matemáticamente esta invarianza de escala, y se utiliza para describir fenómenos muy complejos con simples leyes potenciales caracterizadas por sus exponentes. Los multifractales describen procesos para los que se necesitan múltiples exponentes de escala.

Asimismo, el análisis multifractal puede servir como una herramienta de validación de modelos estocásticos de la temperatura y precipitación mediante la comparación del espectro de las dimensiones de las series observadas y las series sintéticas generadas (López-Lambraño, 2012).

La multifractalidad como teoría para completar la descripción de las series temporales de variables hidrológicas, ha sido una teoría ampliamente estudiada en las últimas décadas (e.g. Schertzer y Lovejoy, 1987; Ladoy et al., 1993; Fraedrich y Larnder, 1993; Over y Gupta, 1994; Svensson et al., 1996; Tessier et al., 1993, 1996; de Lima y Grasman, 1999; Kiely e Ivanova, 1999; Kantelhardt et al., 2006).

Este trabajo tiene como principal objetivo el análisis de la estructura en diferentes escalas de tiempo de la temperatura utilizando la transformada de Legendre para así obtener las medidas multifractales de la variable en estudio.

TEORÍA

Se introducen a continuación algunas definiciones fundamentales de la Geometría Fractal siguiendo a Falconer (1990):

Consideremos que tenemos una medida μ con un soporte C. Podemos recubrir a este soporte con una familia de conjuntos formados por $N(s)$ cajas $Bi(s)$ cada una de lado s. La función de partición asociada con la medida y con la cobertura se define como:

$$Z(q,s) = \sum_{i=1}^{N(s)} \mu_i^q(s) \qquad [1]$$

donde q es un número real y $\mu_i^q(s)$ es una función de $B_i(s)$.

Admitiendo que para $s \to 0^+$ se tiene la siguiente relación exponencial,

$$Z(q,s) \sim s^{\tau(q)} \qquad [2]$$

A partir de la expresión anterior, el formalismo multifractal usa la transformada de Legendre para relacionar el exponente de escala $\tau(q)$ con el espectro multifractal. Suponiendo que $\tau(q)$ es una función de concavidad negativa, la transformada de Legendre de la función $-\tau(q)$ es

$$\inf\left\{-\tau(q)+q\alpha\right\} \quad [3]$$

Y se puede establecer que

$$d(\alpha)=\inf_{q\in R}\left\{-\tau(q)+q\alpha\right\} \quad [4]$$

Dado, derivando $-\tau(q)+q\alpha$,se tiene que el mínimo se alcanza en un único q y esto sucede cuando

$$\alpha=\tau'(q) \quad [5]$$

así mismo, se estima

$$d(\alpha)=q\alpha-\tau(q) \quad [6]$$

donde α es la intensidad de la singularidad o el exponente de Hölder y $d(\alpha)$ es el espectro multifractal.

MATERIALES Y MÉTODOS

Se utilizan para el análisis los datos de temperatura anual, mensual y diaria registrados en la estación climatológica Presa Centenario, dicha estación se encuentra ubicada en el estado de Querétaro – México, entre las coordenadas 20° 01' 16" y 21° 35' 38" Latitud Norte 99° 00' 46" y 100° 35' 46" Longitud Oeste.

En este trabajo se aplica el método Multifractal Detrended Fluctuation Analysis (MFDFA) a una serie de temperatura de 50 años de registro.

El método MFDFA (Movahed et al., 2006) involucra la transformada de Legendre [4] para la obtención del espectro multifractal de la medida.

Este método aplica para el caso de medidas μ de Borel no negativas, singulares y de soporte acotado. Esto incluye el caso de aquellas cuyo soporte es un conjunto de Cantor generalizado. En estos casos, se puede definir una función de partición cuya naturaleza depende del método, y a partir de ella, construir el correspondiente formalismo multifractal que permite analizar la regularidad Hölder de funciones que integran dichas medidas.

La estructura que se utiliza para el análisis, plantea que los datos de temperatura x_t se definen como una secuencia de cantidades no nulas, y su longitud es representada desde el inicio hasta el momento en que finaliza la observación de la temperatura.

Finalmente a partir de la ecuaciones [3-6] se desarrolla el formalismo multifractal que permite obtener los espectros de singularidades de la temperatura.

RESULTADOS

Se realiza una aplicación de la técnica MF-DFA sobre las series de temperatura. Empleando la transformada de Legendre se obtiene el espectro de singularidades para comprobar la naturaleza multifractal de las series temporales de temperatura. Para ello, se define el momento estadístico "q".

Para un q = 2 se determina el perfil de la serie; con dicho perfil definido, se procede a realizar el análisis de fluctuaciones para q =2, como se muestra en la figura 1. Hay que resaltar que en este caso el análisis de fluctuaciones es dado a partir de un número de 100 segmentos o ventanas.

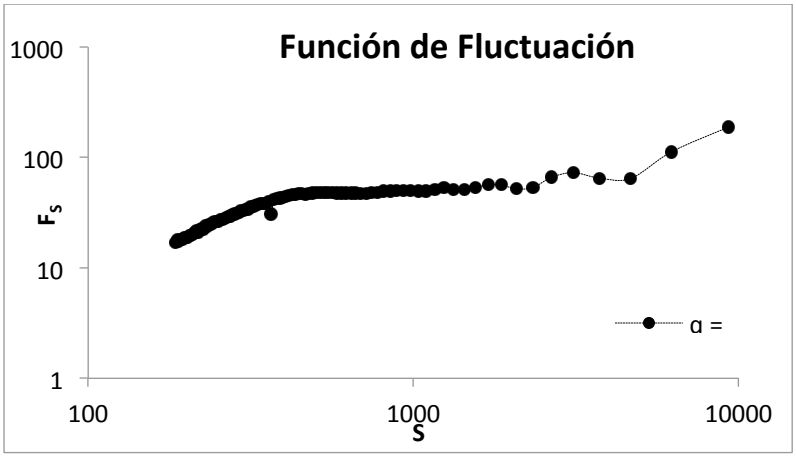


Figura 1.- Representación log-log para la función de fluctuación de la serie de temperatura, tomando un valor de q = 2.

La función de fluctuaciones de la figura anterior representa la evolución de la función de fluctuaciones a partir de un número determinado de ventanas para el análisis, así mismo en dicha gráfica se observan varios cambios de pendiente y oscilaciones. Los cambios de pendiente nos dicen que la señal exhibe múltiples escalamientos; es decir, es de naturaleza multifractal.

A partir del formalismo planteado en las ecuaciones [3-6] se puede determinar el exponente de Hurst generalizado para valores de q, en este caso entre (-2,2).

De acuerdo a la relación entre el exponente de Hurst y $h(q)$, i.e. $h(q=2)-1=H$, se podría encontrar el valor del exponente de Hurst igual a 0.44, la dimensión fractal puede ser obtenida como $D_f=(2-H)=1.56$; lo anterior se puede realizar tomando en consideración otros valores de q.

A continuación se muestran las funciones $h(q)$ y $\tau(q)$ para los momentos q=2 y q=10, posteriormente se obtiene la función de escalado de momentos $\tau(q)$, en donde se observa un comportamiento multifractal de las series de temperatura por la fuerte dependencia del exponente generalizado q y $\tau(q)$. Ver figura 2 y 3. También se puede notar que la curva $\tau(q)$ es convexa, siendo esto un indicativo de multifractalidad.

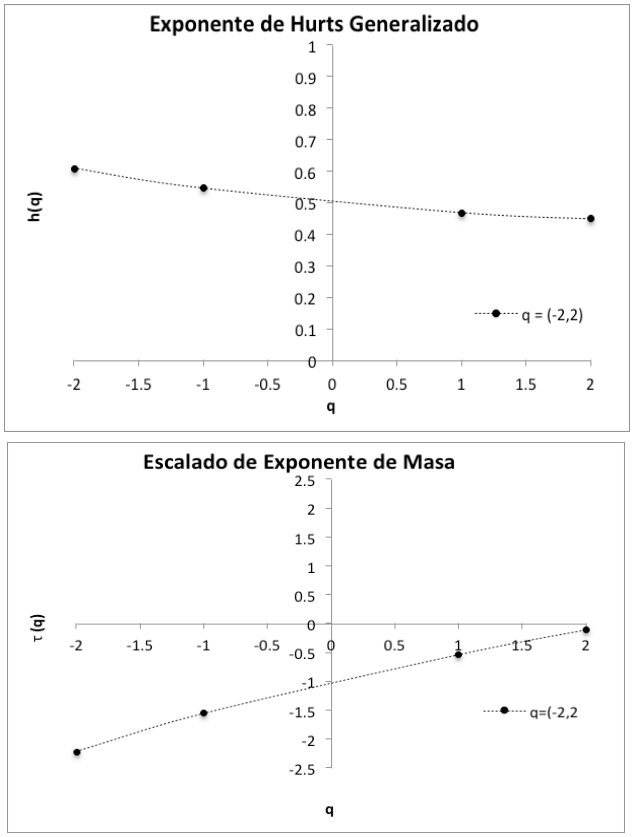


Figura 2.- Función $h(q)$ y $\tau(q)$ obtenida para la temperatura y un momento $q = 2$

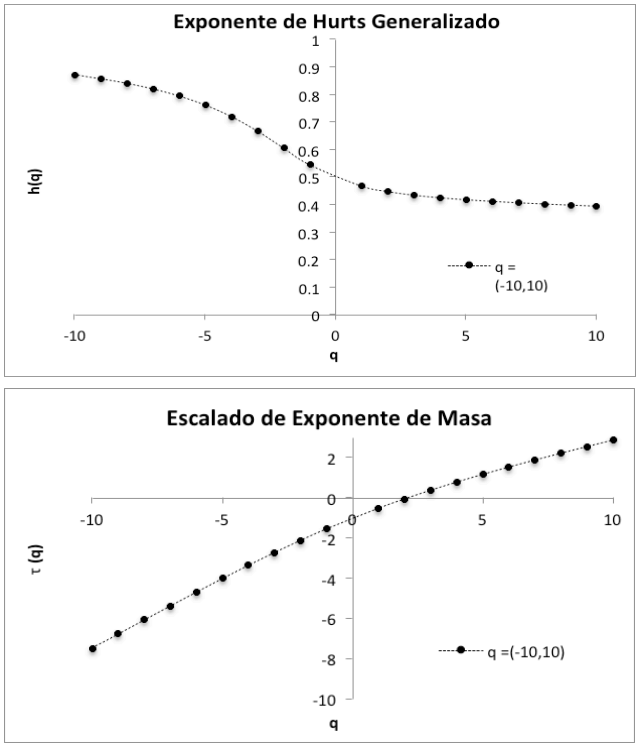


Figura 3.- Función $h(q)$ y $\tau(q)$ obtenida para la temperatura y un momento $q = 10$

A partir de las funciones $\tau(q)$ obtenidas con anterioridad y aplicando la ecuación [4] correspondiente a la transformada de Legendre, se genera el espectro multifractal de la temperatura para los momentos definidos. Ver figura 4 y 5.

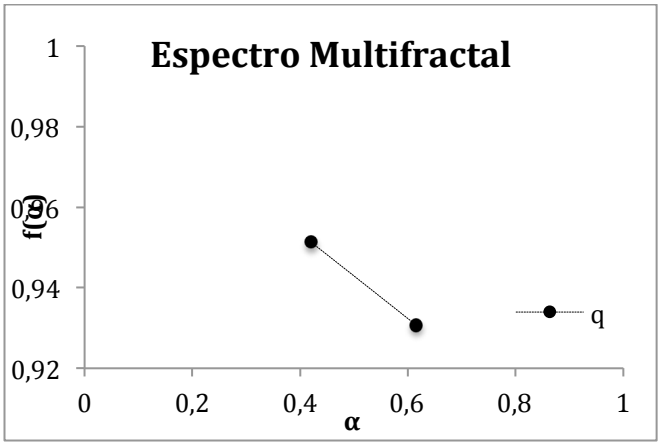


Figura 4.- Espectro multifractal de la temperatura a partir de la Función $\tau(q)$ y para valores de q = -2, 2

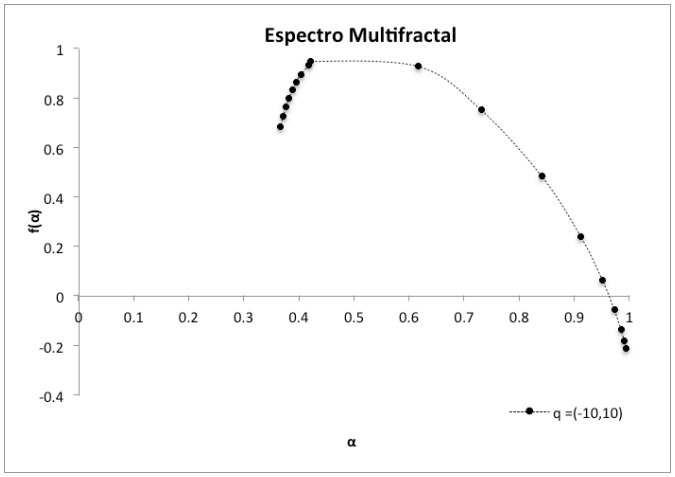


Figura 5.- Espectro multifractal de la temperatura a partir de la Función $\tau(q)$ y para valores de q = -10, 10

Los espectros multifractales presentados en las figuras anteriores, representan una función cóncava, las diferentes partes de la estructura están caracterizadas por diferentes valores de (α) , lo que lleva a la existencia del espectro multifractal $f(\alpha)$.

También es importante mencionar que el ancho correspondiente a cada espectro nos proporciona información sobre la variabilidad de la temperatura.

Cuando la acumulación de puntos en los extremos es de forma concentrada, puede indicar la existencia de valores extremos lejanos de la media, situación que puede ser presentada para ordenes mayores para rangos de q; por otro lado cuando una de las ramas del espectro multifractal es ligeramente más corta que otra, es un indicativo de valores heterogéneos.

CONCLUSIONES

A partir de la transformada de Legendre, fue posible el análisis estructural de la precipitación, mediante la obtención del espectro de singularidades de la precipitación. Con respecto al análisis multifractal se ha mostrado como una herramienta adecuada y eficiente para caracterizar la serie en estudio. Los espectros multifractales obtenidos en la estación climatológica Presa Centenario son asimétricos debido a que presentan una distribución de valores de (α) y $f(\alpha)$ homogénea ya que sus ramas derechas e izquierdas son de longitudes similares.

Finalmente la teoría multifractal es una herramienta apropiada para el estudio del cambio climático debido a que la conceptualización de los posibles cambios de los momentos de la temperatura con el tiempo se pueden determinar, permitiendo la realización de inferencias sobre el comportamiento de dicha variable en una zona en particular.

REFERENCIAS

de Lima MIP, Gras man J. (1999). "Multifractal analysis of 15-min and daily rainfall from a semi-arid region in Portugal". *Journal of Hydrology* 220: 1-11.

Falconer K J. (1990). "Fractal geometry: mathematical foundations and applications". *John Wiley & Sons,* Chichester, England, 288 pp

Fraedrich K, Larnder C. (1993). "Scaling regimes of composite rainfall time series." *Tellus Series A-Dynamic Meteorology and Oceanography* 45A: 289-298.

Kantelhardt JW, Koscielny-Bunde E, Rybski D, Braun P, Bunde A, Havlin S. (2006). "Long-term persistence and multifractality of precipitation and river runoff records". *Journal of geophysical research-atmospheres* 111 (D1): Art. No. D01106.

Kiely G, Ivanova K. (1999). "Multifractal analysis of hourly precipitation". *Physics and Chemistry of the Earth Part B-Hydrology Oceans and Atmosphere* 24: 781 786.

Ladoy P, Schmitt F, Schertzer D, Lovejoy S. (1993). "The multifractal temporal variability of Nimes rainfall data". *Comptes Rendus del Academie des Sciences* Serie II 317(6): 775-782.

Lopez-Lambraño A. (2012). "Análisis multifractal y modelación de la precipitación". Tesis doctoral, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Querétaro, 211 pp

Lovejoy S, y Mandelbrot B. (1984) Tellus 37A, 209-232.

Mandelbrot B.B. (1967) *Science* 156, 636-638.

Movahed, MS, GR Jafari, F Ghasemi, S Rahvar, MRR Tabar. (2006). "Multifractal detrended fluctuation analysis of sunspot time series". *Journal of Statistical Mechanics*: Theory and Experiment (02), P02003.

Schertzer D, Lovejoy S. (1987). "Physical modelling and analysis of rain and clouds by anisotropic scaling multiplicative processes". *Journal of Geophysical Research Atmospheres* 92: 9693-9714.

Svensson C, Olsson J, Berndtsson R. (1996). "Multifractal properties of daily rainfall in two different climates". *Water Resources Research* 32: 2463-2472.

Tessier Y, Lovejoy S, Schertzer D. (1993). "Universal multifractals in rain and clouds: theory and observations". *Journal of Applied Meteorology*, 32, 223-250.

Over TM, Gupta VK. (1994). "Statistical analysis of mesoscale rainfall: dependence of a random cascade generator on large scaling forcing". *Journal of Applyed Meteorology*, 33, 1526-1543.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

ESTIMACIÓN DE LA AMENAZA POR DÉFICIT HÍDRICO EN ACUEDUCTOS MUNICIPALES CON PROBLEMAS DE ABASTECIMIENTO EN CALDAS

***Alejandro Marulanda Aguirre*[a], *Olga Lucía Ocampo López*[b] *y Jorge Julián Vélez Upegui*[c]**
[a] *Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales – Colombia, amarulandaa@unal.edu.co*
[b] *Universidad Autónoma de Manizales – Colombia, olocampol@unal.edu.co,*
[c] *Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales – Colombia, jjvelezu@unal.edu.co*

RESUMEN:

En este artículo se presentan los resultados de la estimación de la amenaza por déficit hídrico en acueductos municipales con problemas de abastecimiento en Caldas, Colombia. La región está expuesta a riesgos hidroclimáticos determinados en mayor grado por el ENSO, Oscilación del Sur El Niño, que en su fase cálida ha comprometido el abastecimiento de algunas poblaciones municipales en Caldas debido a la reducción de caudales, generando impactos económicos, ambientales y sociales. La propuesta metodológica considera la modelación hidrológica continua, análisis de sequía meteorológica por medio del Índice de Precipitación y Evapotranspiración estándar (SPEI), evaluación de curvas de recesión, estimación probabilística de caudales mínimos y análisis de sensibilidad de diferentes variables objeto de estudio. Los resultados permiten identificar la magnitud, frecuencia y duración de caudales en épocas de estiaje y en contraste con la demanda, permiten definir escenarios de desabastecimiento en acueductos municipales de Salamina, La Merced y Norcasia. Las conclusiones permiten identificar el déficit en la oferta hídrica para el abastecimiento de los acueductos, reconocer la recurrencia de tales eventos y caracterizar las sequías meteorológicas que, producto del rezago respecto a la sequía hidrológica, permitirá adoptar medidas de adaptación y mitigación, acabando con el ciclo "*hidro-ilógico*" del agua.

ABSTRACT:

This document shows the results of an estimation of the hazard for water deficit in municipal aqueducts with supply problems in Caldas, Colombia. The region is exposed to hydro-climatic risks, determined mainly by the ENSO (El Niño South Oscillation) in dry season, has committed the water supply of some municipal towns of Caldas due to discharge reduction, generating economic, environmental and social impacts. The methodological proposal considers a continuous hydrological modeling, analysis of meteorological drought through of Standard Precipitation and Evapotranspiration Index (SPEI), recession curves evaluation, probabilistic estimation of minimum flows and sensitivity analysis of different variables. The results have allowed the identification of the magnitude, frequency and duration of low flows in times of drought and in contrast to the demand, allow define scenarios of shortages in municipal aqueducts of Salamina, La Merced and Norcasia, Caldas. The conclusions allow identify the deficit in water supply of aqueducts, recognize the recurrence of such events and characterize the meteorological droughts that, as a result of the lag with the hydrological drought, will allow adopting adaptation and mitigation measures, ending the "*hydro-illogical*" water cycle.

PALABRAS CLAVES: Déficit hídrico; desabastecimiento; sequía; recesión; acueducto; hidrología; SPEI

INTRODUCCIÓN

La región tropical andina suele estar expuesta a diferentes oscilaciones climáticas que condicionan su dinámica bimodal bajo dos escenarios; temporada invernal y seca. La anomalía generada sobre dos de los componentes fundamentales en el ciclo hidrológico, temperatura y precipitación, genera gran impacto en todas las actividades sociales, agrícolas, culturales, ambientales, productivas, entre otras. Los escenarios de sequía están determinados principalmente por el ENSO (El Niño Southern Oscilation) y en son acentuados por cambio climático, la pérdida de ecosistemas naturales, el aporte de mayores cargas contaminantes antrópicas y naturales, cambios en los usos del suelo, prácticas agrícolas agresivas, deforestación a raíz de la extensión de fronteras agropecuarias y finalmente condiciones geológicas, geomorfométricas y fisiográficas de algunas regiones contribuyen a incrementar la amenaza por desabastecimiento hídrico de poblaciones (FAO, 2009) (IDEAM, 2009) (IDEAM, 1997) (CORPOCALDAS & Velásquez, 2015) (NOAA, 2015) (Ocampo López, 2017).

El departamento de Caldas se localiza en el centro occidente de Colombia y cuenta con 27 municipios (CORPOCALDAS, 2012) y ha sufrido los efectos e impactos de temporadas secas durante periodos prolongados entre los que destacan 1982-83, 1997-98 y 2015-16, en éste último con afectaciones sobre los acueductos municipales de Salamina, La Merced y Norcasia (UNESCO, 2002) (Null (CCM), 2017) (IDEAM, 2007) (CORPOCALDAS, 2016) y tales efectos son acentuados por cambio climático (IPCC, 2013) (IPCC, 2014). Las condiciones desfavorables en cuanto al estado de infraestructura, baja capacidad operacional, políticas administrativas y financieras deficientes, bajo control en el uso eficiente y racional del patrimonio hídrico, entre otras, constituyen otro factor relativo a vulnerabilidad en el departamento de Caldas. La anomalía de las variables climáticas citadas anteriormente (temperatura y precipitación) hacen parte primordial en los análisis integrales de riesgo por desabastecimiento y el alcance de la presente investigación se limita al análisis de amenaza por déficit hídrico.

METODOLOGÍA

La propuesta busca estimar la amenaza por déficit hídrico y plantea la caracterización climática por medio del Índice de Precipitación Estandarizado (SPEI, por sus siglas en inglés), un análisis integrado del aporte de las áreas abastecedoras que, en contraste con la demanda, permite identificar la suficiencia hídrica para el abastecimiento, la descripción del comportamiento de la curva de recesión y el análisis probabilístico de caudales mínimos.

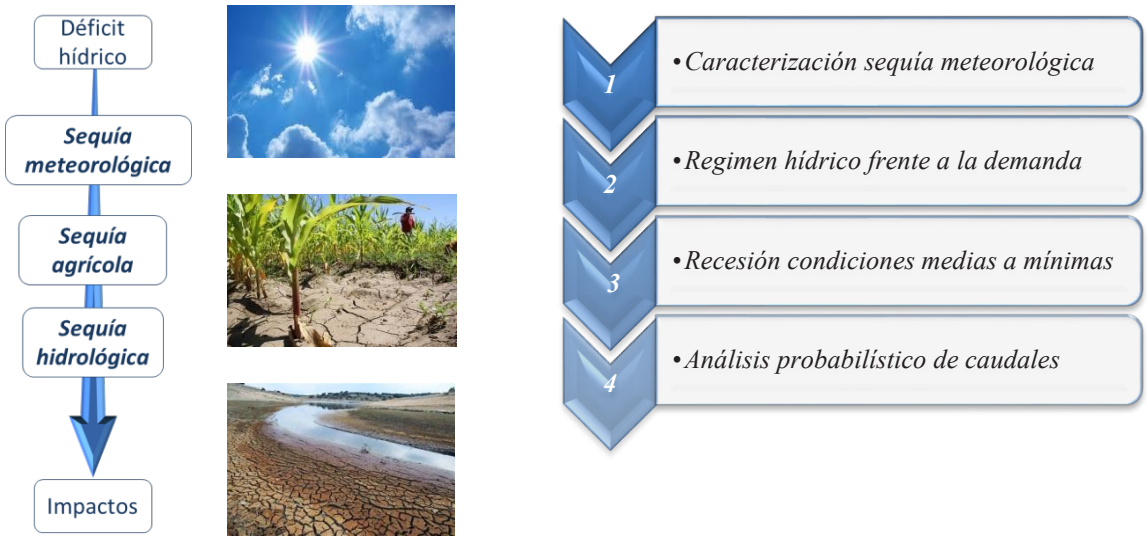


Figura 1. - Evolución de la sequía (Wilhite, 2000) y Metodología para estimar la amenaza por déficit hídrico.

Índice de precipitación y Evapotranspiración Estándar – SPEI.

La estimación de la precipitación y evapotranspiración estandarizada tiene como objeto establecer umbrales generales que permitan reconocer el déficit o exceso de humedad en la atmósfera (OMM & GWP, 2016) con el fin de implementar un sistema de alerta temprana a partir del Índice de Precipitación y Evapotranspiración Estandarizado - SPEI, que está definido como la media para un periodo de tiempo específico dividido entre la desviación estándar, Donde la media y la desviación estándar están determinados a partir de series históricas (McKee et al. 1993). La serie de datos de interés (precipitación menos evapotranspiración) debe seguir una distribución normal y a los datos organizados de mayor a menor se les asigna la ecuación que permite normalizar la serie, con promedio igual a cero y desviación estándar igual a uno.

Caudales obtenidos frente a la demanda.

Para obtener el régimen hídrico de la corriente es posible utilizar la serie de caudales medidos o recurrir a la modelación hidrológica y el modelo que mejor representa el ciclo hidrológico en la región es el TETIS agregado (Francés et al 2007, Vélez, 2001). Los modelos son calibrados y validados con estaciones de la zona y una vez se obtiene la serie de caudales de cada área abastecedora, se podrá realizar un análisis del régimen hídrico integrado a través de la curva de duración de caudales que, en contraste con la demanda, permite identificar las condiciones de abastecimiento en términos temporales de excedencia.

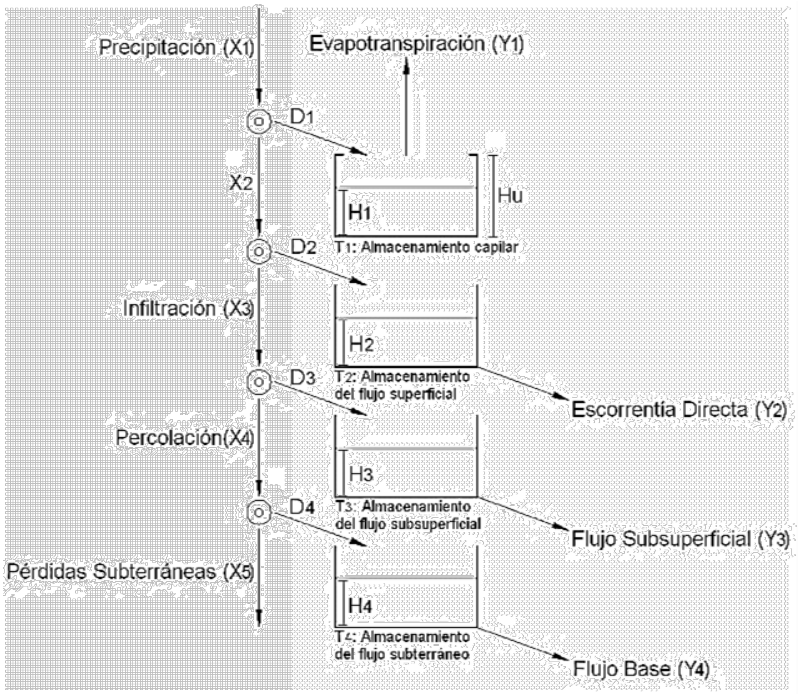


Figura 2. - Esquema modelo hidrológico. TETIS.

Figura 3.

Curvas de recesión.

La recesión involucra parámetros relacionados con el suelo que representa la reducción de caudales por ausencia de precipitaciones que no suelen ser considerados por otras metodologías. Para tal fin se ha establecido la ecuación exponencial en donde Q_o representa un caudal para condiciones iniciales, medias o de referencia, t representa el tiempo en días, e es la base de los logaritmos naturales, igual a 2.7182 y α representa una constante característica de cada cuenca (OMM, 1994) (Poveda J, y otros, 2002).

$$Q(t) = Q_0 e^{(-\alpha t)} \qquad [1]$$

Curva del análisis probabilístico de caudales.

Finalmente se realiza el análisis probabilístico de caudales mínimos para diferentes periodos de retorno. Tal ejercicio permite identificar la recurrencia de determinado caudal y reconocer la frecuencia de los eventos para establecer medidas o asumir el riesgo por déficit hídrico.

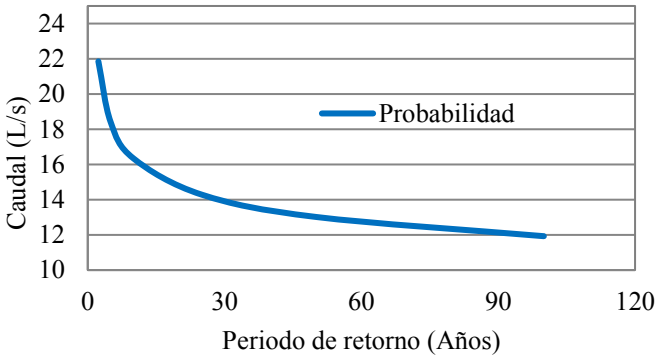


Figura 4. - Análisis probabilístico de caudales mínimos.

RESULTADOS

Recopilación y análisis de información espacial y temporal.

Inicialmente se realiza la recopilación y análisis de series de precipitación, temperatura, humedad relativa y brillo solar a escala diaria, así como de caudales observados en la zona de estudio de entidades como IDEAM, Cenicafé, Aguas de Manizales, CHEC y la misión de medición de precipitación tropical (TRMM por sus siglas en inglés). Tales registros permiten identificar que el periodo de mayor número de registros y mayor número de estaciones simultáneamente es entre los años 1981 y 2010 y es elegido como el periodo de análisis no inferior a 30 años.

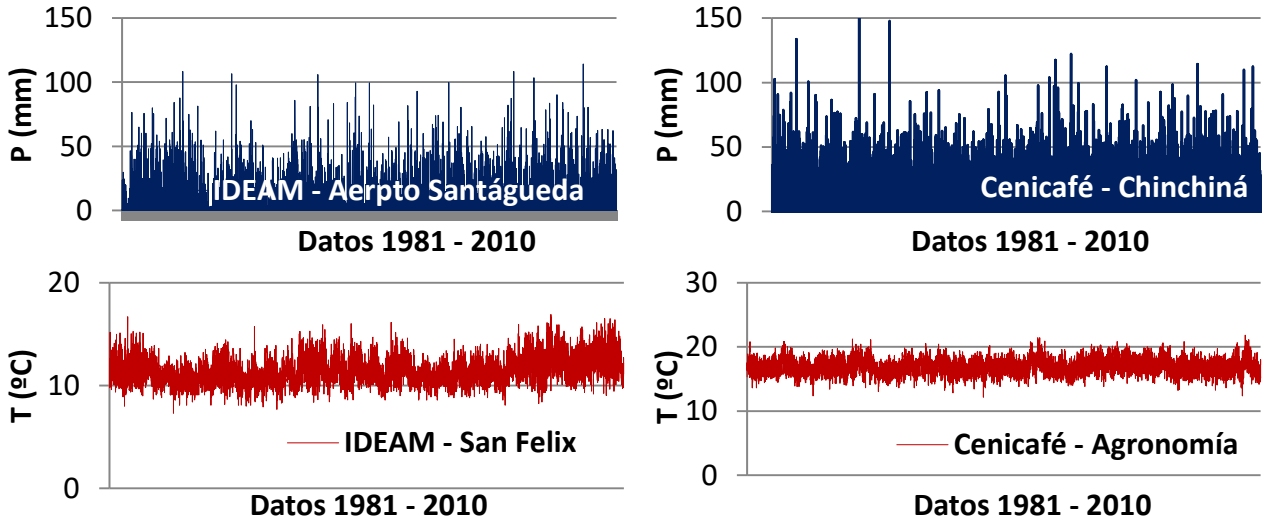


Figura 5. - Series de precipitación P(mm) y temperatura (ºC).

Posteriormente se realizan pruebas de homogeneidad y consistencia con la elaboración de curvas de masa, curvas de doble masas y las gráficas de precipitación frente a caudales observados que permitieron verificar de manera preliminar la respuesta de las corrientes bajo la presencia de precipitaciones. De otro lado, las gráficas de precipitación frente a la temperatura permiten verificar

comportamientos climáticos esperados en la zona como la presencia de años secos, años húmedos y el régimen climático bimodal en las gráficas mensuales multianuales.

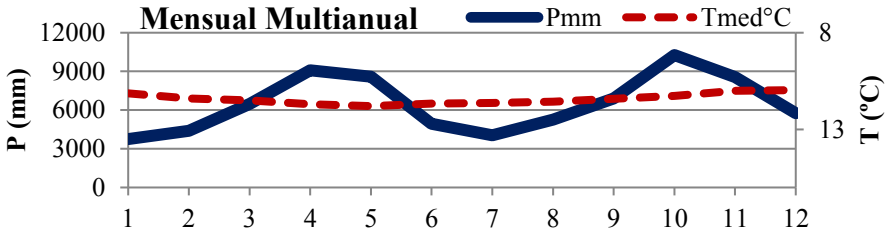


Figura 6. - Análisis climático multi-temporal.

Con relación a la información espacial, fue utilizado el modelo de elevación digital de la Nasa con una resolución de 30x30(m) descargado de la página web. Una vez obtenido el modelo de elevación digital se corrigen los sumideros permitiendo obtener continuidad topográfica. Finalmente se obtiene a través de la herramienta "watershed" y con la ayuda de las direcciones del flujo, una delimitación de áreas aferentes de interés.

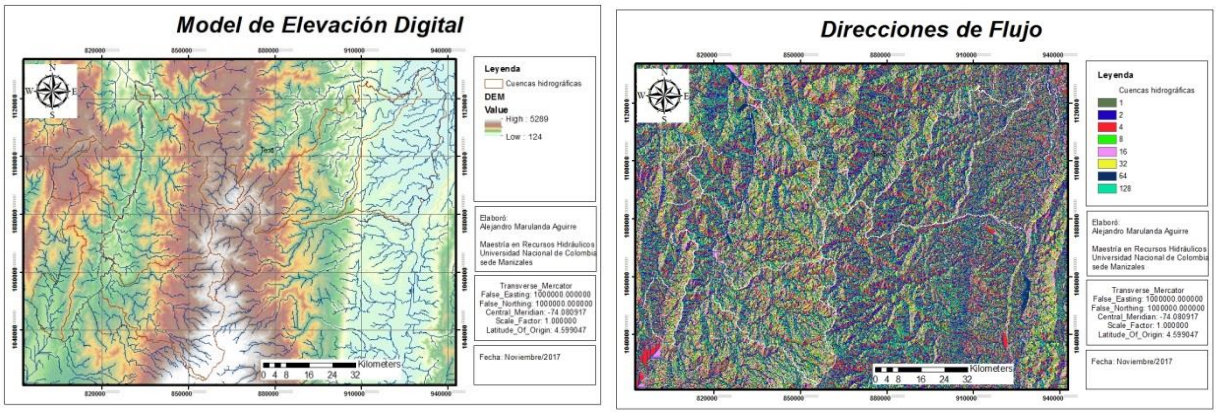
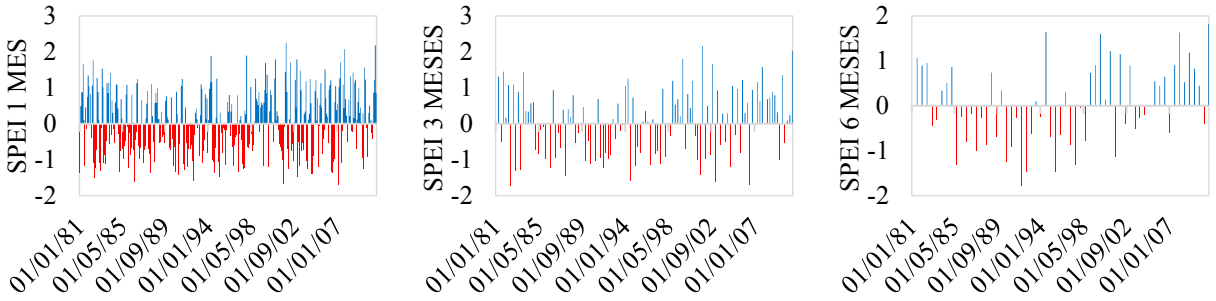


Figura 7. - Elementos cartográficos base.

Índice de Precipitación y Evapotranspiración Estandarizado.

La información climática ha permitido obtener el SPEI para intervalos de 1, 3, 6, 12, 24 y 48 meses, el cual permite reconocer los periodos de sequía observados históricamente. Destaca la identificación y validación de los periodos de sequía 1982-83, 1997-98 y 2015-16. Los resultados del área abastecedora Las Pavas, Norcasia del periodo 1981-2010 se presentan a continuación:



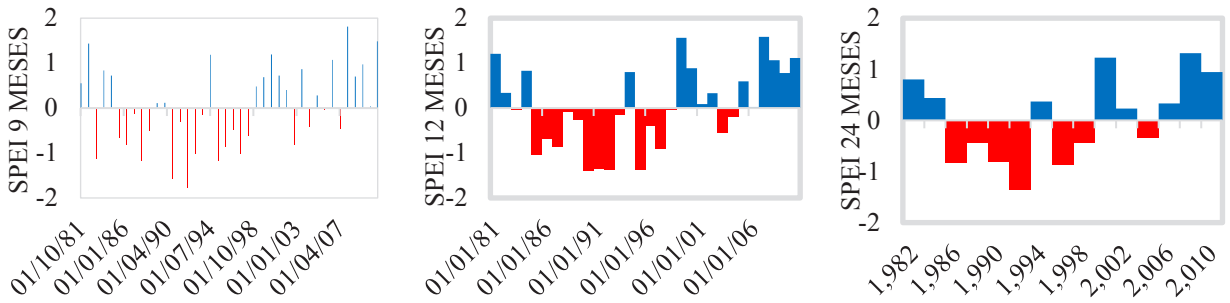


Figura 8. - SPEI para 1, 3, 6, 12, 18 y 24 meses – Las Pavas, Norcasia.

Calibración y validación del modelo hidrológico para la estimación de caudales.

Inicialmente se toman los parámetros de calibración utilizados en diferentes áreas aferentes de la cuenca del río Chinchiná (CORPOCALDAS & UNAL, 2012). Tales valores se consideraron como referente en la regionalización de parámetros y se validan en otras subzonas hidrográficas destacando que los criterios de calibración y validación han sido los caudales medios, mínimos y los momentos hidrológicos de recesión, obteniendo un buen desempeño desde la curva de duración de caudales. A continuación se muestran los resultados:

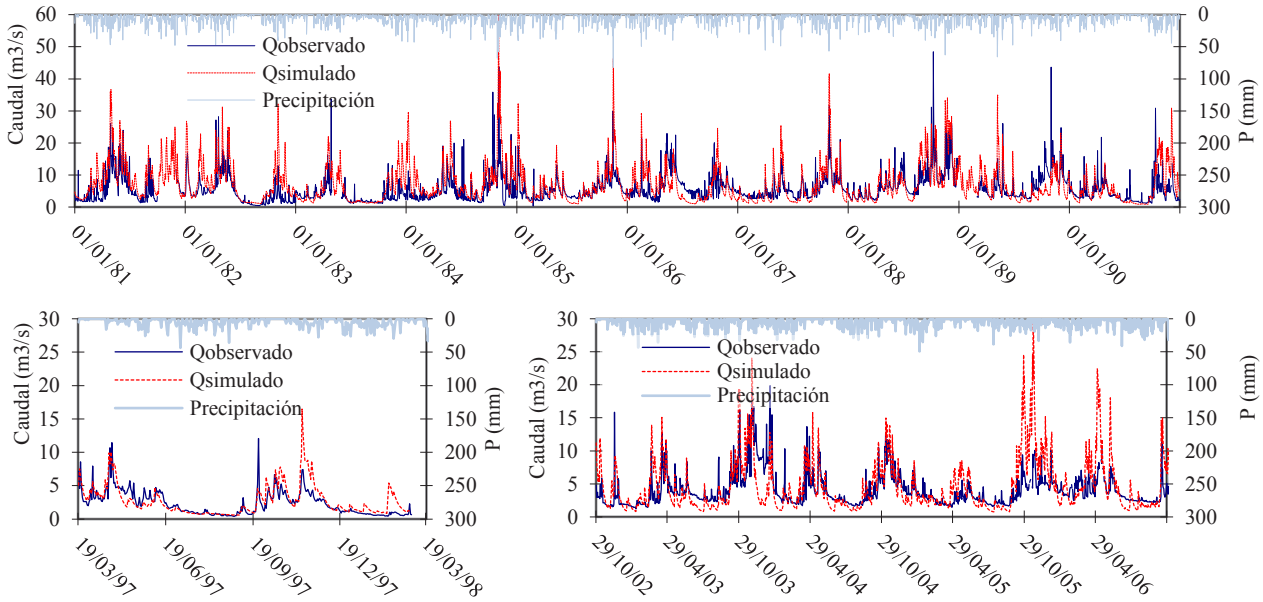


Figura 9. - Calibración (Estación Puente Juntas) y validación (Estación Costa Azul) modelo hidrológico.

Régimen hídrico representado por la curva de duración de caudales.

La curva de duración de caudales se obtiene a partir de los caudales diarios organizados de mayor a menor, asociando un porcentaje de excedencia mediante la función de probabilidad Weisbull y permite reconocer todo el régimen hídrico. A continuación se presentan los resultados del abastecimiento en Salamina:

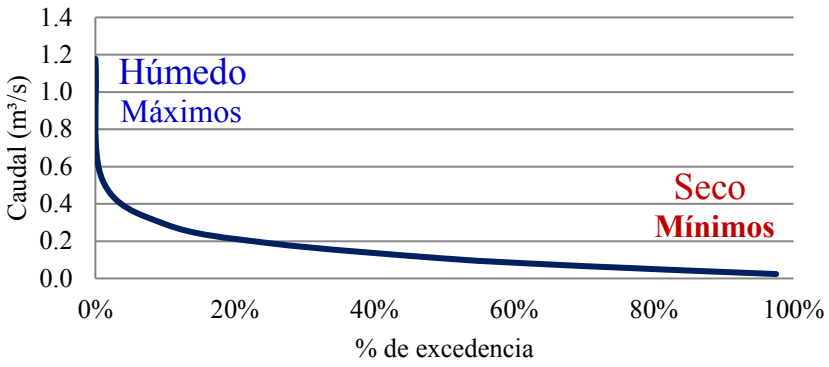


Figura 10. - Estimación Curva de Duración de Caudales, Salamina.

Curvas de recesión.

Las curvas de recesión buscan identificar la reducción de caudal a lo largo de un periodo de sequía y representa las propiedades hidráulicas del subsuelo bajo escenarios de ausencia de precipitación. Al obtener los parámetros de la ecuación logarítmica asociada, es posible inferir el tiempo que toma el abatimiento del caudal medio frente al caudal mínimo de 95% de excedencia. A continuación se presentan los resultados para las áreas abastecedoras La Isabela y El Rosario, La Merced:

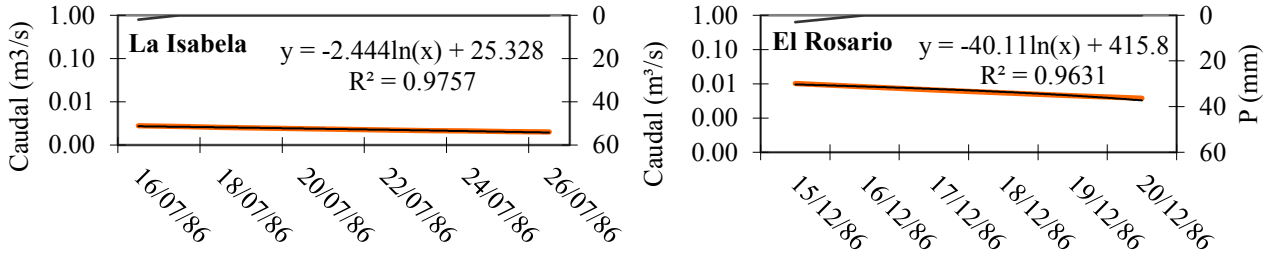
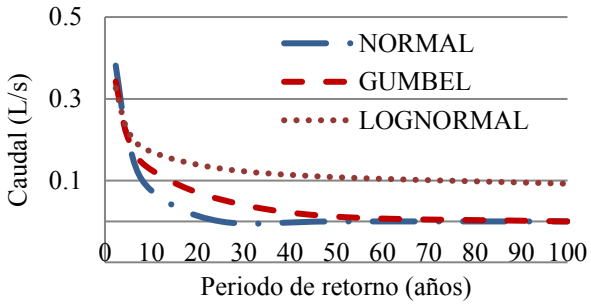


Figura 11. - Estimación curva de recesión, La Isabela y El Rosario, La Merced.

Análisis probabilístico de caudales mínimos.

Finalmente se realizaron análisis probabilísticos de caudales mínimos para cada ábaco. Algunos resultados para el área abastecedora La Virgen, Norcasia, se muestran a continuación:



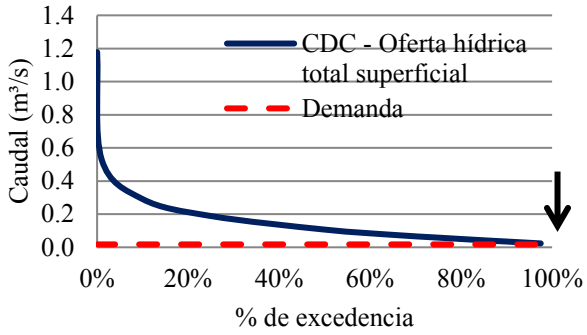
Función de probabilidad Gumbel - La Virgen						
TR	2.33	5	10	25	50	100
Q	0.34	0.20	0.13	0.05	0.0	0.0
Función de probabilidad Normal - La Virgen						
TR	2.33	5	10	25	50	100
Q	0.38	0.20	0.08	0.0	0.0	0.0
Función de probabilidad LogNormal - La Virgen						
TR	2.33	5	10	25	50	100
Q	0.3	0.22	0.17	0.13	0.11	0.92

Figura 12. - Análisis probabilístico de caudales mínimos para La Virgen, Norcasia.

Resultados de la amenaza Integrada.

Los acueductos objeto de análisis cuentan con tres áreas abastecedoras cada uno. No obstante la propuesta metodológica plantea la definición de amenaza integrada como la sumatoria de las los caudales aportados. A continuación se presentan los resultados para los tres municipios:

Tabla 4.- Estimación amenaza por déficit hídrico en Salamina, Caldas.

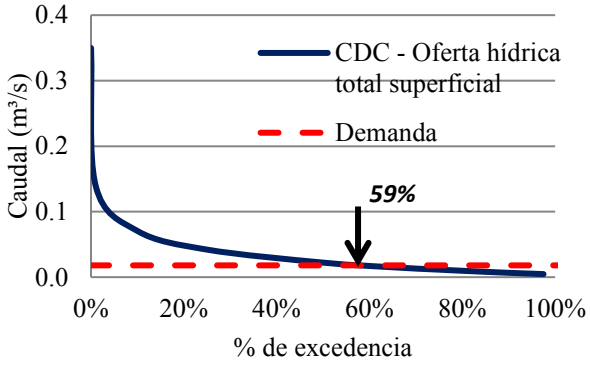


P (%)	$Q_{0.01}$	Q_1	Q_{10}	Q_{25}	Q_{50}
Q (m³/s)	1.17	0.53	0.29	0.19	0.11

P (%)	Q_{75}	Q_{85}	Q_{90}	Q_{95}	$Q_{97.5}$
Q (m³/s)	0.058	0.042	0.035	0.027	0.023

Demanda (m³/s)	0.018

Tabla 5.- Estimación amenaza por déficit hídrico en La Merced, Caldas.

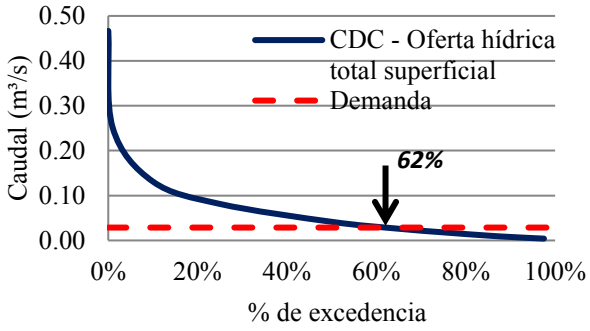


P (%)	$Q_{0.01}$	Q_1	Q_{10}	Q_{25}	Q_{50}
Q (m³/s)	0.35	0.14	0.07	0.04	0.02

P (%)	Q_{75}	Q_{85}	Q_{90}	Q_{95}	$Q_{97.5}$
Q (m³/s)	0.011	0.008	0.0066	0.0053	0.0046

Demanda (m³/s)	0.018

Tabla 6.- Estimación amenaza por déficit hídrico en Norcasia, Caldas.



P (%)	$Q_{0.01}$	Q_1	Q_{10}	Q_{25}	Q_{50}
Q (m³/s)	0.47	0.25	0.13	0.08	0.04

P (%)	Q_{75}	Q_{85}	Q_{90}	Q_{95}	$Q_{97.5}$
Q (m³/s)	0.018	0.011	0.0077	0.0052	0.004

Demanda (m³/s)	0.029

Análisis de sensibilidad.

El análisis de sensibilidad buscó variar los parámetros de calibración y validación buscando identificar los componentes que representan mayor respuesta hídrica de los flujos objeto de interés tales como el incremento en el flujo base y la disminución de la escorrentía, ambos asociados con la regulación y retención hídrica. Los resultados para una de las áreas abastecedoras indicaron que los parámetros de mayor sensibilidad del modelo utilizado corresponden a los exponentes de infiltración y de evaporación. Ello permite concluir que las medidas para mejorar el abastecimiento podrían estar orientadas a promover la infiltración y reducir la evaporación, lo que podría representar un incremento de caudales mínimos de 106 L/s a 111 L/s con relación a la infiltración y a 109 con relación a la evaporación. No obstante tales incrementos en el caudal mínimo representan entre un 3% y un 5% lo cual evidencia que las medidas asociadas podrían no representar una solución definitiva para el problema de abastecimiento.

Análisis de resultados.

Los resultados permiten identificar que las áreas abastecedoras presentan baja regulación y retención hídrica y excedentes hídricos, determinados por las condiciones climáticas. De otro lado en épocas de escasez se presenta alta presión hídrica producto de la reducción en la oferta hídrica

que genera conflicto con el caudal ambiental respecto a la demanda requerida por las poblaciones, por tanto se presenta muy alta vulnerabilidad hídrica frente al desabastecimiento y vulnerabilidad media frente a eventos torrenciales. Tales caudales mínimos se presentan de manera oscilatoria y representa alta recurrencia de escenarios de desabastecimiento dependiendo del contexto climático.

La duración de la sequía meteorológica representa los efectos de reducción en caudales a través de la curva de recesión que para el escenario analizado de caudal medio frente a un caudal mínimo en los tres acueductos objeto de análisis varía entre 69 y 86 días y para los cuales se puede establecer umbrales correspondientes al 50% para la alerta amarilla, el 75% para la alerta naranja y 100% para alerta roja. Finalmente la estimación probabilística de caudales mínimos podría ser utilizada por los responsables en el abastecimiento para establecer las medidas a implementar correspondientes a infraestructura y demanda, de tal forma que sea posible el abastecimiento en términos de continuidad y cobertura.

CONCLUSIONES

- Los resultados han permitido alcanzar los objetivos planteados, a partir de la metodología propuesta.
- La regulación hídrica no sólo depende de las condiciones físicas de las áreas aferentes sino que depende en gran medida de las condiciones climáticas.
- La característica relevante frente a un evento de sequía en los casos de estudio es la duración. Ella refleja los efectos acumulados a lo largo del tiempo y representa mayores impactos sobre el abastecimiento en general.
- La vulnerabilidad no sólo depende de la oferta hídrica, también de las condiciones de calidad de las corrientes, de la demanda e infraestructura hidráulica.
- Destaca la propuesta de conceptos nuevos como la amenaza integrada, que permite aunar el aporte de cada área abastecedora en un análisis sistémico.
- El análisis de sensibilidad permite identificar el impacto de las medidas propuestas, abriendo la posibilidad de utilizar modelos más adecuados para tal fin.
- Todo el régimen es importante en función de las medidas de adaptación y de otros procesos importantes frente al abastecimiento en periodos invernales tales como el arrastre de materiales hacia las bocatomas.
- La incertidumbre asociada a los insumos, modelos y resultados busca ser disminuida
- Es necesario romper el ciclo "hidro-ilógico" a partir de una Gestión Integral del Recurso Hídrico y no desde las medidas reactivas de la Gestión de Crisis.

REFERENCIAS

Aguas de Manizales. (2016). "Diagnóstico general de las Cuencas". Manizales.

CORPOCALDAS & UNAL. (2012). "POMCA Río Chinchiná". Corporación Autónoma de Caldas.

CORPOCALDAS, & Velásquez, S. (2015). "Variabilidad y cambio climático", pp. 15. Manizales.

CORPOCALDAS. (2016) "Informe final desabastecimiento hídrico Fenómeno de "El Niño" 2015 – 2016". Boletín No. 25. Manizales*: Corporación Autónoma de Caldas*.

FAO. (2009). *Análisis de Sistemas de Gestión del Riesgo de Desastres*. Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación FAO, Roma, Italia:.

Francés, F., Vélez U, J. I., & Vélez U, J. J. (2007). "Split parameter structure for the automatic calibration of distribuited hydrological models". Journal of Hydrology, 14.

IDEAM. (1997). "Posibles efectos naturales y socioeconómicos del fenómeno El Niño en el periodo 1997-1998 en Colombia". Bogotá D.C.: Centro de documentación. IDEAM

IDEAM. (2007). "Modelo institucional del IDEAM sobre el efecto climático de los fenómenos El Niño y La Niña en Colombia". Bogotá D.C.: Centro de Documentación IDEAM.

IDEAM. (2009). **"**Estudio de la variabilidad climática de la precipitación en Colombia asociada a procesos oceánicos y atmosféricos de meso y gran escala". Bogotá D.C.: IDEAM, Subdirección de Meteorología.

IPCC (2013). "Cambio climático". WGI Technical Support Unit, pp. 2. Berna: University of Bern.

IPCC. (2014). "Cambio climático" 2014 - Informe de síntesis. Berna.

McKee, T. B., Doesken, N. J., & Kleist, J. (1993). "The relationship of drought frequency and duration of time scales". *Eighth Conference on Applied Climatology*. American Meteorological Society, pp. 179-186.
NOAA. (2015). Climate Prediction Center. Washington D.C.
Ocampo López, O. (2017). "Modelación hidrológica y agronómica de los efectos del cambio y la variabilidad climática en la producción cafetera de Caldas". UN. Manizales.
Null (CCM), J. (2017). Golden Gate Weather Services. Recuperado el 2017, de http://ggweather.com/enso/oni.htm
Ocampo López, O. (2017). "Modelación hidrológica y agronómica de los efectos del cambio y la variabilidad climática en la producción cafetera de Caldas". Manizales: Universidad Nacional de Colombia.
OMM. (1994). "Guía de Prácticas Hidrológicas". OMM-No 168.
OMM & GWP (2016). *Handbook of Drought Indicators and Indices*. Geneva: Integrated Drought Management Programme.
Poveda J, G., Vélez U, J. I., Mesa S, Ó. J., Ceballos B, L. I., Zuluaga A, M. D., & Hoyos O, C. (2002). "Estimación de caudales mínimos para Colombia mediante regionalización y aplicación de la curva de recesión de caudales". *Meteorología Colombiana*, 8.
UNESCO (2002). Coping with water scarcity. Paris: IHP-VI, Technical Documents in Hydrology.
Vélez, J. I. (2001). Desarrollo de un modelo hidrológico conceptual y distribuido orientado a la simulación de las crecidas. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Valencia.
Wilhite, D. (2000). "Drought as a Natural Hazard: Concepts and Definitions". University of Nebraska.

ESTIMACIÓN DE LA PRECIPITACIÓN DIARIA MÁXIMA PROBABLE EN ARGENTINA

[1]Flavia Bazzano, [2]Carlos M. García, [2]Nicolás F. Guillen, [3]Gabriel Eduardo Caamaño Nelli, [2]Magdalena Baraquet y [4]Carlos G. Catalini

[1] Laboratorio de Construcciones Hidráulicas. FACET – UNT, Av. Independencia 1800, San Miguel de Tucumán, Argentina y CONICET.

[2]Instituto de Estudios Avanzados en Ingeniería y Tecnología (IDIT CONICET/UNC) y CETA – FCEFyN, Av. Vélez Sarsfield 1611, Córdoba, Argentina y CONICET.

[3] Ex CONICET, Argentina

[4]Instituto Nacional del Agua – Centro de la Región Semiárida y Universidad Católica de Córdoba – Av. Armada Argentina 3555, Córdoba, Argentina

fbazzano@herrera.unt.edu.ar; cgarcia2mjc@gmail.com; nfguillen@hotmail.com; cgcatalini@hotmail.com

RESUMEN

La Precipitación Máxima Probable (PMP) se utilizar en el diseño de obras cuyo colapso traería consecuencias muy graves a su entorno. Siguiendo un enfoque estadístico, el método de Hershfield (1961) es el más aceptado. En esta aproximación, la PMP se determina a partir de la ecuación general de frecuencia de Chow (1951) utilizando un factor de frecuencia máximo, $\emptyset_{PMP}$. Uno de los aspectos más discutidos en la implementación de este enfoque es la predicción del factor $\emptyset_{PMP}$ ya que el criterio para su determinación es subjetivo y se basa en datos locales. En este trabajo se propone una nueva alternativa para estimar $\emptyset_{PMP}$ de con base en el análisis de series aleatorias sintéticas largas, donde se define a $\emptyset_{PMP}$ como una función del coeficiente de variación. Los resultados se contrastan con los generados a partir de metodologías antecedentes utilizando registros de más de 1.000 pluviómetros en el territorio continental argentino.

ABSTRACT

This paper presents the estimation of Maximum Probable Daily Precipitation (PMP) in Argentina, used in the design of hydraulic infrastructure whose collapse would bring serious consequences to its surroundings. Following a statistical approach, the Hershfield method is most accepted. In this approach the PMP is determined from Chow's general equation (1951) using a maximum frequency factor $\emptyset_{PMP}$. One of the most discussed aspects in the implementation of this statistical approach is the prediction of $\emptyset_{PMP}$ since the criterion for its determination is subjective and based on local data. In this paper, we propose a new alternative to estimate $\emptyset_{PMP}$ in an objective way. This alternative is based on the analysis of long synthetic random series. The analysis of the synthetic series allowed determining the dependence of the frequency factor ØPMP with respect to the coefficient of variation. The results are contrasted with those generated with previous methodologies using records of more than 1000 rain gauges distributed in the Argentine.

PALABRAS CLAVE: Precipitación Máxima Probable; Enfoque Estadístico; Método de Hershfield.

INTRODUCCIÓN

La Organización Meteorológica Mundial (WMO) define a la Precipitación Máxima Probable (PMP) como la máxima lluvia esperable, para una determinada duración, según las condiciones meteorológicas actuales (WMO, 2009). La PMP es un primer paso en el cálculo de la Crecida Máxima Probable (CMP), variable de diseño propia de aquellas obras cuyo riesgo asociado debe ser mínimo, dada la magnitud de las consecuencias de su colapso.

Aunque existen múltiples metodologías para su estimación, se distinguen dos escuelas bien diferenciadas. Por un lado, la escuela meteorológica concibe a la PMP como una barrera física insuperable, puesto que considera al ciclo hidrológico como un sistema cerrado, la cantidad de agua en el planeta sería constante y la PMP representa el valor tope de precipitación en una ubicación dada. Por su parte, el enfoque estadístico asume a la PMP como un Valor Límite Estimado (VLE), asociado a una probabilidad de excedencia sumamente baja.

Según el enfoque estadístico descrito, el método propuesto por Hershfield (1961) es el más aceptado. El procedimiento consiste en minimizar la probabilidad de ocurrencia de la lluvia estimada, maximizando el factor de frecuencia $\emptyset_y$ en la ecuación general de frecuencia Chow (1951),

$$y = \mu_y + \emptyset_y \times \sigma_y \qquad [1]$$

donde y representa la lámina máxima anual de lluvia diaria, μ_y es su media y σ_y su desvío estándar, $\emptyset_y$ es el factor de frecuencia que representa el número de desvíos estándar en que se aleja un valor de la muestra de la media de la serie. Para estimar la PMP se maximiza el factor de frecuencia $\emptyset_y$ definiendo el factor de frecuencia máximo, $\emptyset_{PMP}$, que representa el mayor número de desvíos estándar con los que supera a la media. La PMP se determina, entonces, mediante la siguiente expresión.

$$PMP = \mu_y + \emptyset_{PMP} * \sigma_y \qquad [2]$$

En un primer momento, Hershfield (1961) propone un valor fijo e igual a 15 para $\emptyset_{PMP}$ a partir del registro de 2.645 estaciones (90% en Estados Unidos de América). Posteriormente, en 1965, se rectifica al observar que el uso de una constante resulta en estimaciones exageradas en aquellas zonas con medias diarias de precipitación muy altas y propone derivar $\emptyset_{PMP}$ de una envolvente regional en función de la media de máximos anuales precipitados. El procedimiento propuesto por el autor consiste en simular cómo se comporta el factor de frecuencia ante la ocurrencia de una lluvia mayor a la registrada en la serie, cuando ya han sido determinadas su media y su desvío estándar. Para ello, se calcula para cada serie $\emptyset_{n-1}$, factor de frecuencia correspondiente a la mayor lámina observada, y_m de cada serie anual de lluvia:

$$\emptyset_{n-1} = \frac{y_m - \mu_{n-1}}{\sigma_{n-1}} \qquad [3]$$

La técnica de la envolvente se desarrolla a partir del gráfico de los pares $\emptyset_{n-1}$ versus μ_n (serie completa) de todas las estaciones pluviométricas, bajo el supuesto que la curva que representa los $\emptyset_{PMP}$ será la envolvente de dichos puntos, definida por los dos puntos, más elevados del conjunto donde se asume que la PMP ha sido observada. Hershfield (1965) postuló que el factor varía en forma inversa a la media de la precipitación máxima anual, con lo que debiera ser asintótica a ambos ejes. Sin embargo, la envolvente obtenida por el mismo autor, intersecta el eje de las ordenadas en el valor $\emptyset_0 = 20$. Esta metodología propuesta por Hershfield posee gran aceptación dada su simplicidad, que permite aplicarla fácilmente con datos existentes. La limitación del método viene dada por requerir registros de gran cantidad de estaciones de medición para estimar la envolvente regional que define $\emptyset_{PMP}$, de forma que pueda suponerse que la PMP ha sido registrada en algún punto durante el periodo observado. La verosimilitud de la estimación realizada depende en gran medida del número de estaciones disponibles, su distribución espacial, así como de la longitud de las series registradas. El método contempla, además, correcciones en la media y desvío estándar de las series de corta longitud (entre 10 y 50 años) así como también por la presencia de

datos atípicos. Hershfield plantea la dependencia de $\emptyset_{PMP}$ con respecto a μ_n, incorporando de esta forma las condiciones locales en la determinación de la PMP.

El método descripto fue utilizado en diversas regiones del planeta: en Argentina, la metodología se aplicó en la región central deduciéndose una envolvente regional que define el factor de frecuencia correspondiente a la PMP en función de la media de los máximos diarios anuales, μ_n, (Caamaño Nelli y García, 1998). En dicha experiencia, proponen una expresión analítica para la envolvente según una función exponencial negativa:

$$\emptyset_{PMP} = \emptyset_0 e^{-k\mu} \qquad [4]$$

Donde los parámetros, $\emptyset_0$ y k, representan la intersección con el eje de ordenadas y la tasa de decaimiento, respectivamente, y se deducen aplicando la ecuación [4]**Error! Reference source not found.** a los dos puntos más elevados de la nube, para igualar el número de ecuaciones e incógnitas. El uso de la expresión se justifica por ser más coherente con el enfoque estadístico y por representar adecuadamente la variabilidad de la PMP con la media de valores máximos. Años más tarde, se repitió el procedimiento en el norte del país abarcando las provincias de Tucumán (Bazzano y Caamaño Nelli, 2016), Salta y Jujuy (Botelli *et al*., 2014).

Casas *et al* (2008) determinan la PMP en Cataluña a partir del registro de 175 estaciones de medición y, más tarde (2011), comparan los resultados con aquellos obtenidos mediante maximización de tormentas concluyendo que, aunque ambos son próximos (diferencias menores al 10%) el enfoque estadístico arroja siempre mayores estimaciones. Por otra parte, una comparación análoga realizada a partir de datos de reanálisis en la cuenca del Río Mahanadi (India central) (Chavan y Srinivas, 2015) resultó siempre en estimaciones mayores utilizando el método estadístico. El procedimiento propuesto por Hershfield fue, además, aplicado recientemente en Malaysia donde se dedujo un factor de frecuencia máximo igual a 8,7 (Desa *et al.*,2001). Dicho estadístico fue determinado, de igual forma, en República Checa donde a partir del registro de 849 estaciones se obtuvo un valor de 11,54 (Rezacova *et al*., 2004).

Uno de los aspectos más discutidos en la implementación del enfoque estadístico en los antecedentes mencionados es la predicción del factor de frecuencia $\emptyset_{PMP,}$ ya que el criterio para su determinación es subjetivo y se basa generalmente en estimaciones realizadas sobre datos locales. En este trabajo se propone, en primera instancia, una nueva alternativa para estimar $\emptyset_{PMP}$ mediante una metodología sintética . Esta alternativa se basa en el análisis de series aleatorias sintéticas largas, con 10 mil valores cada una, simulando series históricas de lluvia diarias máxima anual, con distribución de probabilidad definida y distintos parámetros estadísticos. El modelo propuesto para estimar $\emptyset_{PMP}$ se contrasta con resultados generados con metodologías antecedentes utilizando registros de más de 1000 pluviómetros distribuidos en la República Argentina. Una vez validado el modelo $\emptyset_{PMP}$ propuesto, se realizaron las predicciones de la Precipitación Máxima Probable Diaria para 1.017 estaciones de Argentina, con una cobertura del 30% del territorio continental del país.

METODOLOGÍA SINTÉTICA PARA ESTIMAR $\emptyset_{PMP}$

En este trabajo se propone una nueva alternativa para estimar $\emptyset_{PMP}$ de forma objetiva, utilizando series sintéticas de extensa longitud, independizando el resultado de los registros locales disponibles. Las series generadas presentan distribución Lognormal, función escogida por su probada representatividad en la pluviometría de la región (Guillén *et al*., 2016). Se proponen 41 conjuntos de 1000 series de 10 mil años de longitud cada uno condicionando los valores de la media y desvío estándar. Para cada conjunto de datos se toman distintos valores de media y de desvió estándar considerando combinaciones que generan valores de coeficientes de variación entre 0 y 1.Para cada serie se calcula el valor de $\emptyset_{n-1}$ asumido igual al $\emptyset_{PMP}$ en una serie de 10000 valores.

Luego, para cada conjunto de 1000 series (con los mismos parámetros estadísticos) se determina el valor máximo, medio y los percentiles 95 y 99 de la estimación de $\emptyset_{PMP}$. Se analiza la

variación de estos valores de $\emptyset_{PMP}$ con la media de máximos anuales y la influencia del desvío estándar y se propone un modelo en función del coeficiente de variación. Finalmente, se evalúa la sensibilidad de los resultados alcanzados a la función de distribución de probabilidad propuesta y se repite el procedimiento utilizando las funciones Gamma y Gumbel.

SISTEMA DE ESTUDIO

El sistema experimental abarca aproximadamente una superficie 1 millón de km^2, el 30% de la superficie de la porción continental de la República Argentina, ubicada en el sur del continente americano, donde conviven varios regímenes pluviales (Figura 1). La distribución de las precipitaciones en la Argentina responde a dos factores predominantes que son la entrada de las masas de aire húmedo, por la circulación general de la atmósfera, y la disposición del relieve. La zona de estudio está completamente encuadrada en el régimen atlántico de lluvias, en el cual la distribución de las precipitaciones es el resultado del ingreso de los vientos alisios provenientes del anticiclón del Atlántico Sur, cálidos y húmedos que, al encontrarse con frentes fríos procedentes del sur, condensan su humedad y producen las precipitaciones. Por eso, su distribución espacial se caracteriza por disminuir progresivamente desde la provincia de Misiones hacia el oeste y el sudoeste hasta llegar a las Sierras Subandinas y a las Sierras Pampeanas de Aconquija y de Córdoba que, por ser frentes de condensación, reciben precipitaciones de tipo orográfico, llegando a superar en algunos puntos los 1000 milímetros. Al oeste de estos cordones montañosos las precipitaciones son inferiores a los 100 milímetros. El avance de los frentes cálidos tiene su máxima penetración entre setiembre y abril, por eso las mayores precipitaciones se concentran en estos meses.

En este trabajo se analizan registros de 1017 pluviómetros, distribuidos irregularmente en la región centro y norte del territorio argentino (Figura 1b). Los registros de las estaciones seleccionadas superaron con éxito las pruebas estadísticas de homogeneidad (Wilcoxon), independencia (Wald Wolfowitz) y estacionariedad (Kendall). Las series de lluvia tienen una longitud entre 14 y 79 años. Para incorporar los registros más cortos se corrigieron los parámetros estadísticos, los cuales también se rectificaron por la posible presencia de valores atípicos en las muestras (Hershfield, 1965).

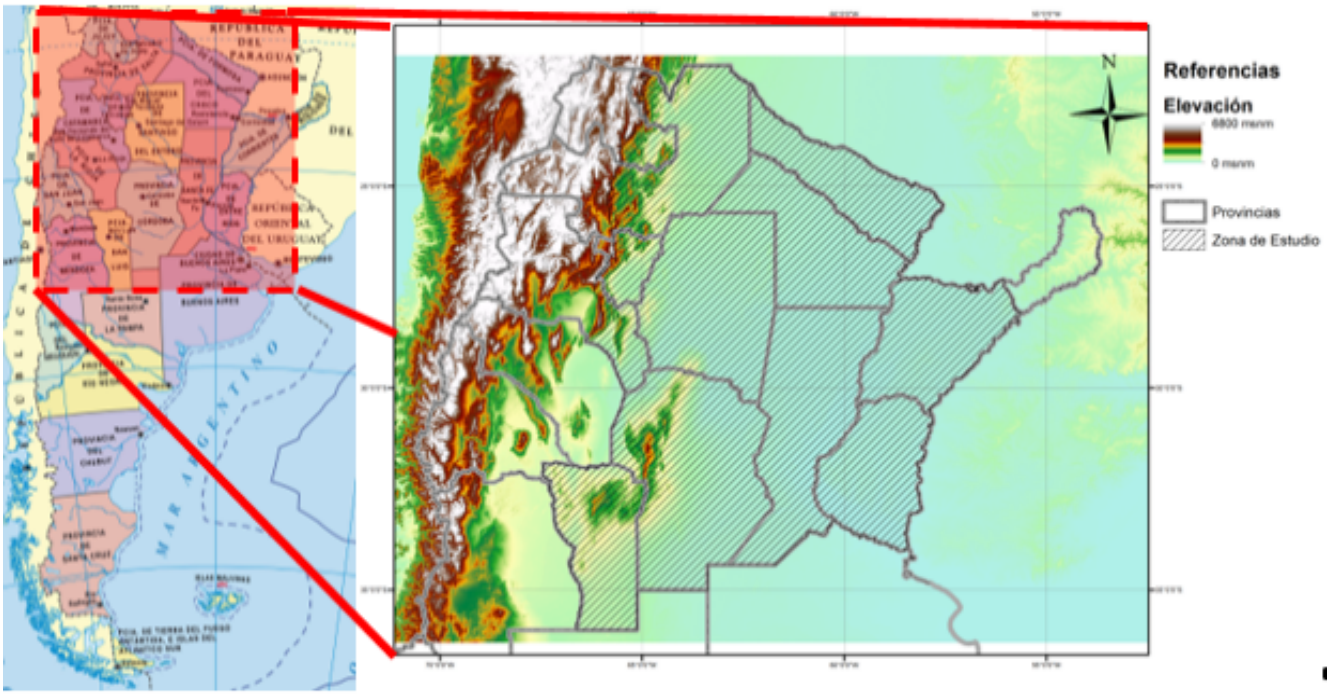


Figura 1.- División Política de la República Argentina (izquierda) y relieve de la zona NOA bajo estudio (derecha)

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En primer lugar se presentan los resultados de aplicar el método de Hershfield en su forma tradicional (Hershfield, 1965), empleándose 1017 puestos de medición, en 12 provincias argentinas, con buena distribución espacial. No se descartaron las series con valores atípicos, pues Hershfield brinda una corrección por este tipo de registros. También se ajustaron los datos para 24 horas desplazables, conforme a lo indicado por el método, pero con un coeficiente propio de esta región.

La presencia de factores de frecuencia elevados de la zona litoral (Santa Fe y Corrientes) se debe presuntamente a que su gran cantidad de estaciones permitió registrar eventos menos frecuentes; o quizá sugiere un vínculo con el clima o la altura, dos de estos puntos (Vera y Pintado y VL López) han definido la envolvente regional cuando solo se contemplaban Córdoba y Santa Fe. Por otra parte, sus indicadores se concentran hacía la derecha del gráfico, indicando una tendencia general que las regiones más húmedas se encuentran hacía la derecha mientras que las áridas y semiáridas se emplazan a izquierda. Por su parte, los valores puntanos merecen un comentario especial, dado que los mismos presentan medias relativamente bajas o emplazadas en la zona central (Salvo la Estación "Estancia La Carolina", que se encuentra al pie del Cerro Tomolosta).

La concurrencia de mayores valores de μ_n y Φ_{n-1} hace que una posibilidad en la definición de la envolvente conjunta sea tomada por dos de estos puntos, Φ_{PMP}, un análisis pormenorizado termina concluyendo que está definición puede ser dada por la combinación de puntos puntanos y cordobeses (Tabla 1 y Figura **Error! No text of specified style in document.**).

Tabla 1.- Estaciones que definen las envolventes Φ_{PMP}

ID	Nombre	Provincia	μ_n	Φ_{n-1}
A	La Tranca	San Luis	53,37	18,32
B	Saladillo	San Luis	87,76	16,42
C	Inriville	Córdoba	107,11	14,31
D	Carolina	San Luis	121,97	10,92
E	Paraná-Corrientes	Corrientes	162,21	4,24

La envolvente exponencial definida mediante la ecuación [2] con las estaciones puntanas (alternativa 1), parte de un nivel inferior ($\emptyset_0$ = 21,71, aunque inferior al inicialmente definido con estaciones Cordobesas $\emptyset_0$ = 30,88 (Caamaño Nelli, et *al.*, 1998), a las envolventes combinando estaciones de Córdoba y San Luis (alternativa 2) ($\emptyset_0$ = 30,67) se aproxima mucho a la originalmente obtenida por Caamaño Nelli, et *al.*, (1998) las alternativas 3 y 4 evaluadas se desechan por apartarse significativamente de antecedentes publicados en la literatura y por iniciar muy por encima de los valores observados en regiones semiáridas ($\emptyset_0$ = 191,7 y $\emptyset_0$ = 100,8 respectivamente) siendo su descenso muy pronunciado (k = 0,023 y k = 0,018 para cada alternativa) muy superior a los k = 0,003 y 0,007 para cada una de las alternativas inicialmente descriptas, por ello, las curvas de las alternativas 1 y 2 se cruzan prácticamente en el mismo punto. El lugar de intersección de las alternativas 1 y 2 (μ_n = 87,7 mm; $\emptyset_{PMP}$ = 16,0), levemente a la izquierda del centro del rango graficado (Figura **Error! No text of specified style in document.**). Se adoptó la alternativa 2, para la estimación de los valores de PMP por ofrecer valores similares a los obtenidos en trabajos previos Caamaño Nelli, et *al.*, (1998).

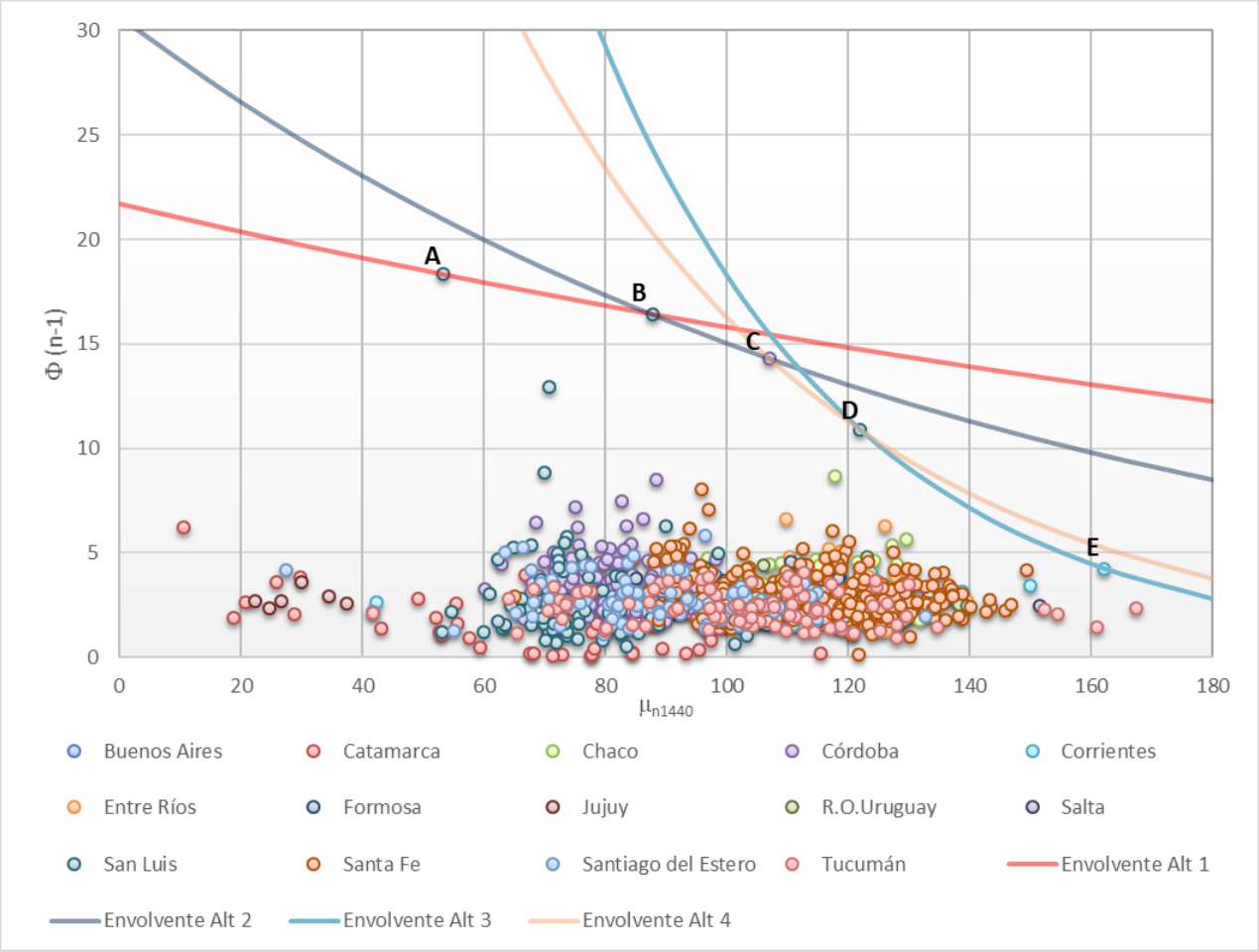


Figura Error! No text of specified style in document.**.-** Factores de frecuencia vs media. Envolventes y origen de las estaciones graficadas.

En función de la subjetividad presente en la selección de dicha alternativa, se presentan los resultados de estimar el factor de frecuencia $\emptyset_{PMP}$ a partir del análisis de series aleatorias sintéticas largas con 10 mil valores cada una, simulando series históricas de lluvia diaria máxima anual con distribución de probabilidad Lognormal y distintos parámetros estadísticos.

La dependencia del estadístico con respecto a la media de valores máximos se presenta en la Figura 3, donde también muestra efectos del desvío estándar. Se observa como decaen los valores de $\emptyset_{PMP}$ con la media de valores máximos, aunque para un valor dado de la variable el factor de frecuencia crece al incrementarse el desvío estándar. La notoria dispersión de los datos arroja un coeficiente de determinación múltiple muy bajo (R^2=0,0599) al ajustar a una función exponencial negativa que responde a la siguiente expresión:

$$\emptyset_{PMP} = 16{,}23\, e^{-0{,}02\mu} \qquad [5]$$

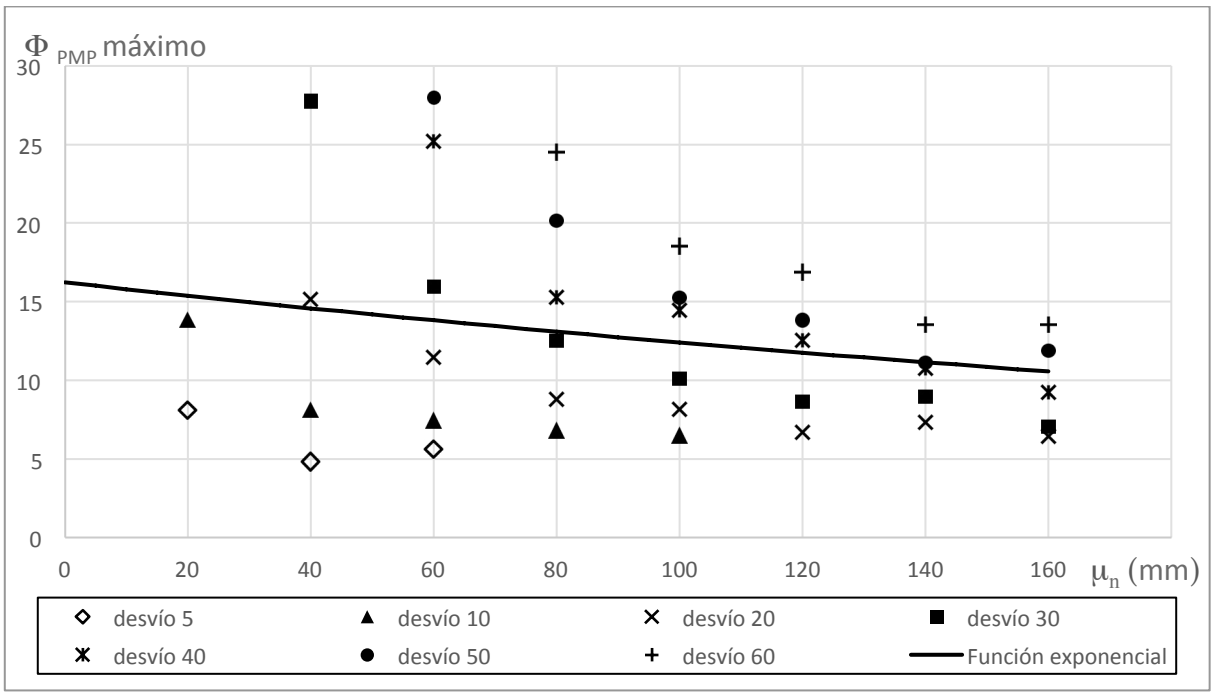


Figura 3.-Variación de $\emptyset_{PMP}$ con la media de la serie de máximos según el desvío estándar

Los efectos del desvío estándar se incluyen en el análisis a través del coeficiente de variación (calculado como la relación entre el desvío estándar y la media). De esta forma se obtiene una expresión que representa la variación de $\emptyset_{PMP}$ en forma exponencial. En la Figura 4 se grafica la relación existente entre $\emptyset_{PMP}$ y el coeficiente de variación; y se observa que, a medida que C_v aumenta, el factor de frecuencia también lo hace. En la misma Figura se representan los valores medios observados de $\emptyset_{PMP}$ en cada conjunto de series (1000 series con parámetros estadísticos similares de 10000 valores cada serie), los valores máximos y los valores de percentil 95% y 99%.

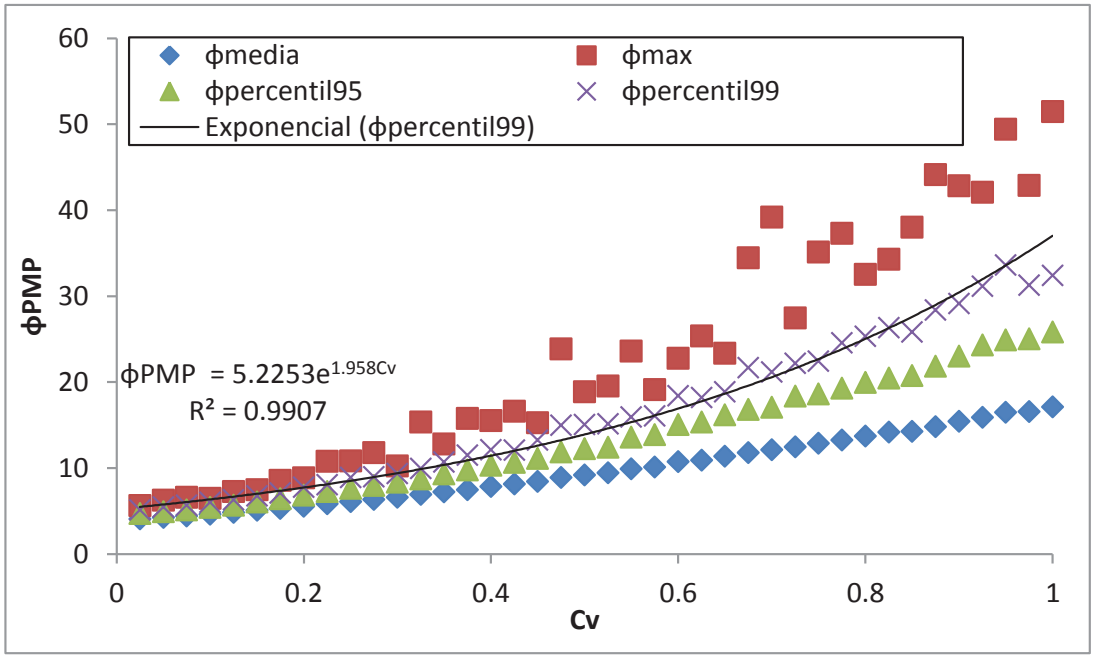


Figura 4.- Φ_{PMP} máximo, medio, percentil 95 y 99 en función del Coeficiente de Variación

Se observa que tanto el medio como los percentil 95 y 99 presentan una variación suave con el coeficiente de variación (C_v) Se aprecia también la alta correlación entre ambas variables y el buen ajuste obtenido por la función exponencial. Para el máximo, el grado de ajuste entre las variables graficadas disminuye. En el caso del percentil 99, este buen ajuste se encuentra representado por un coeficiente de determinación múltiple R^2 mayor a 0,99, lo que indica que el

modelo exponencial representa adecuadamente dicha variación (Figura 4**Error! Reference source not found.**). La ecuación de ajuste entre $\emptyset_{PMP}$ y C_v, para el percentil 99, es:

$$\emptyset_{PMP} = 5{,}2253\, e^{1{,}958Cv} \qquad [6]$$

Involucrar el desvío estándar en el modelo en forma indirecta, a través de coeficiente de variación, permite trabajar con una variable mucho más robusta, que se presenta en forma más uniforme en el territorio, en un rango de valores comprendido entre 0,2 y 0,6 aproximadamente en la mayor parte del sistema de estudio (**Figura** 5).

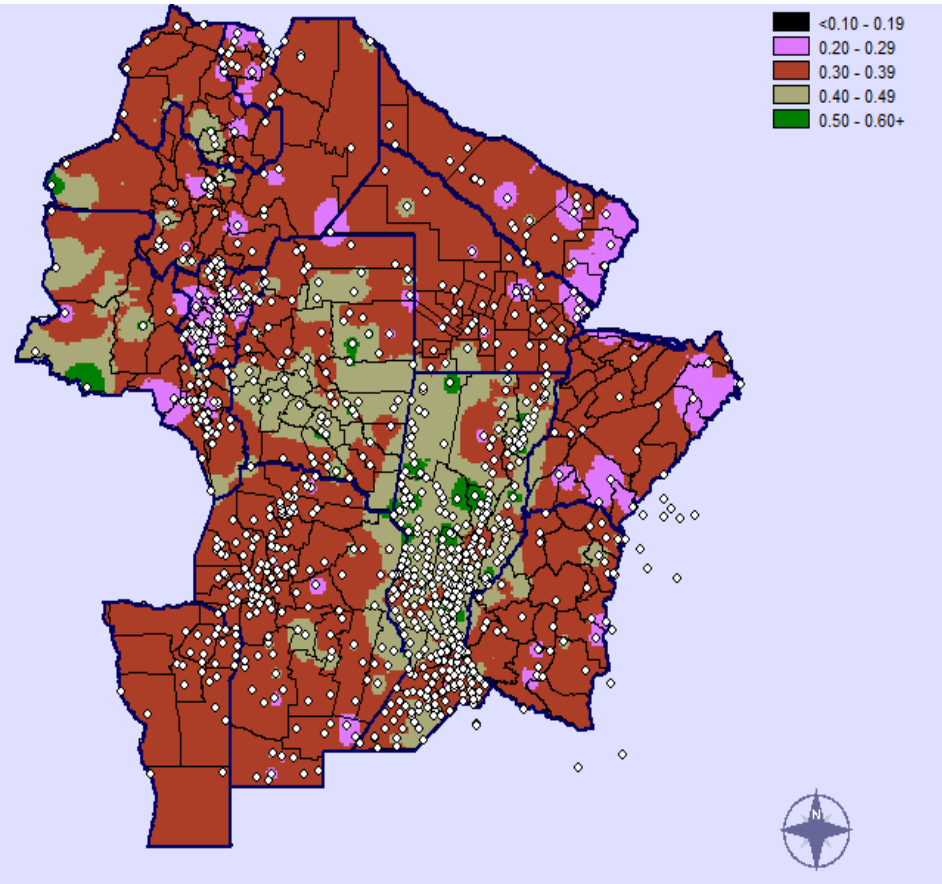


Figura 5.- Distribución del coeficiente de variación en la República Argentina.

La curva ajustada mediante los percentiles 99 de los factores de frecuencia obtenidos según las series Lognormales, se contrasta, en la Figura 6, con los puntos de los pluviómetros analizados en la Argentina. Se observa que esta relación se encuentra por encima de todos los pares de valores $\emptyset_{n-1}$ versus C_v observados cumpliendo de esta forma con una característica de envolvente. Además, se incluyen en la gráfica los resultados análogos de utilizar el mismo número de series sintéticas, con los mismos parámetros estadísticos, pero con funciones de distribución de probabilidad Gamma y Gumbel. En el caso de aplicar la función Gamma, se observa que, aunque se evidencia cierta tendencia exponencial, varios de los pares de valores observados se ubican por encima del modelo calibrado. Por el contrario, los resultados obtenidos con la función Gumbel no presentan una variación con el coeficiente de variación, y en este caso unos pocos valores observados se ubican por encima del modelo.

Según el resultado obtenido, el modelo de $\emptyset_{PMP}$ estimado con la función Lognormal muestra un comportamiento adecuado para estimar la PMP en regiones donde su representatividad en pluviometría máxima anual sea verificada, hecho que había sido probado anteriormente para estimar precipitaciones máximas de período de retorno acotado (Guillén *et al*, 2016).

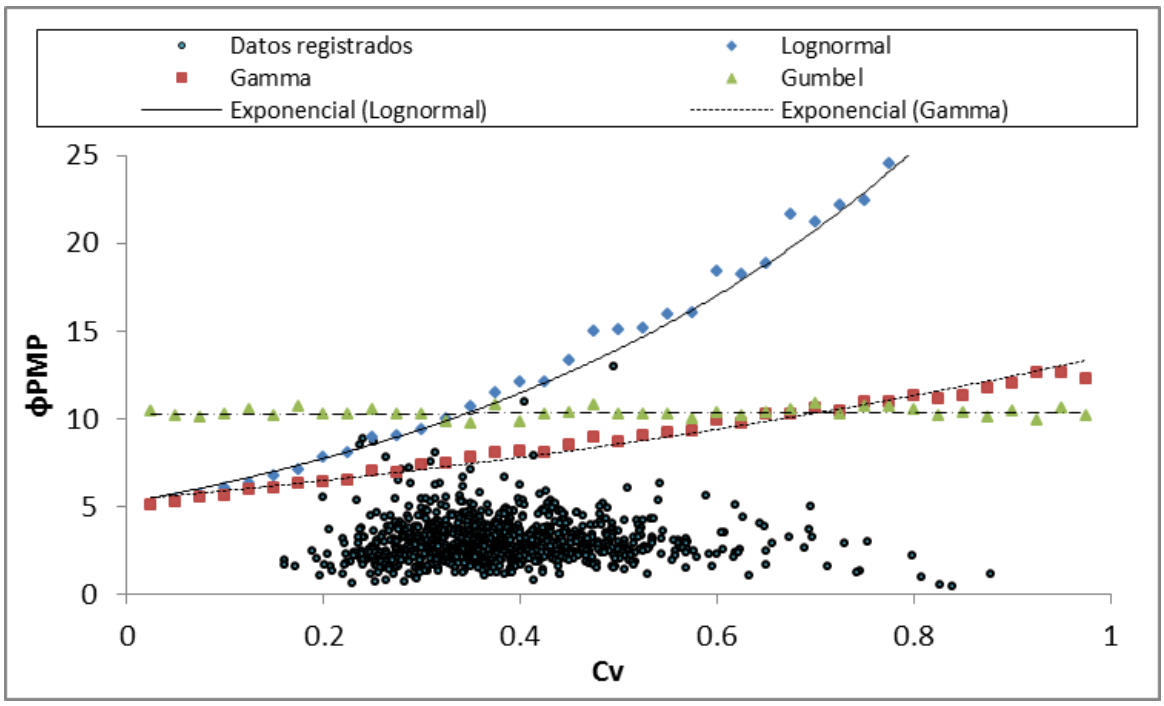


Figura 6.- Modelo exponencial de los percentiles 99 de $\emptyset_{PMP}$ vs C_v obtenido con las funciones Lognormal, Gamma y Gumbel. Contraste con los puntos observados en Argentina.

Otro aspecto que se analiza en este trabajo a partir del uso de series sintéticas es la dependencia de los estimadores de $\emptyset_{PMP}$ con la longitud de las series analizadas. Esto se presenta en la **Figura** 7.Se observa la dispersión de valores de $\emptyset_{PMP}$ aún con series de 10 mil años de longitud y como varia con una disminución de la longitud de las series. Esto pone en evidencia la exigencia del método de la envolvente en cuanto a los datos requeridos si se espera lograr resultados verosímiles.

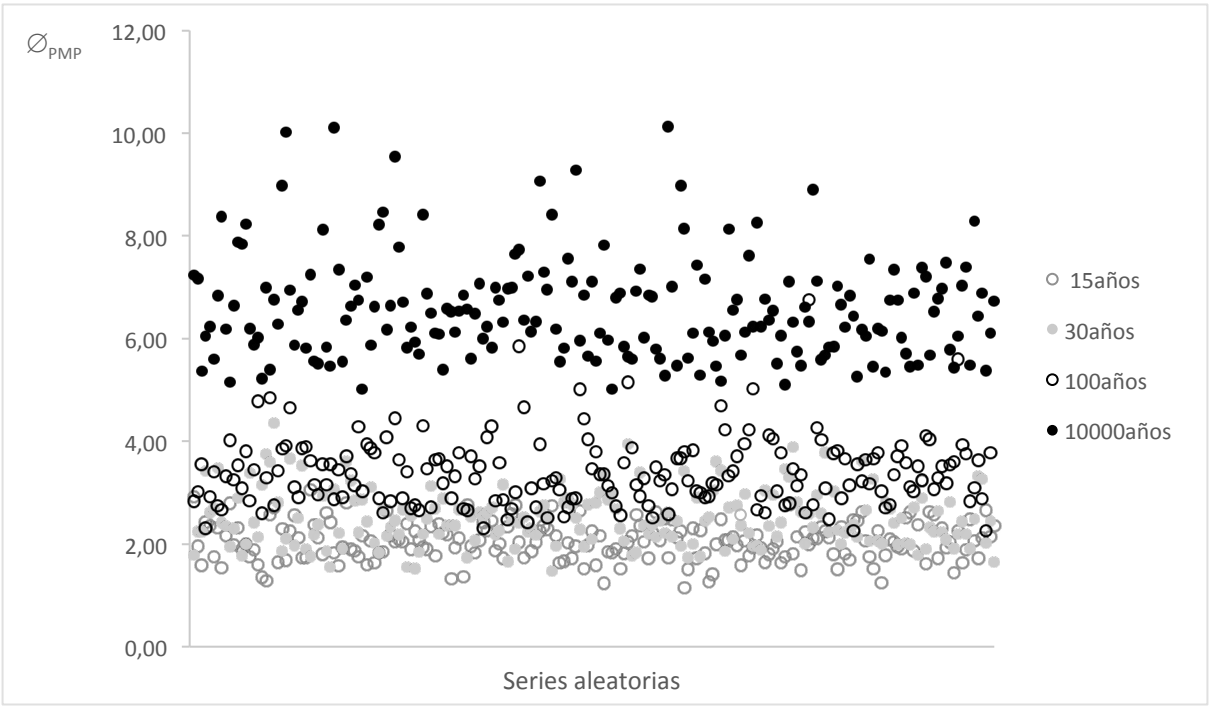


Figura 7.- Variación del $\emptyset_{PMP}$ con la longitud de serie analizada

Finalmente las Figuras 8 y 9 muestran los valores de Precipitación Máxima Probable Diaria estimados con el método de Hershfield convencional (envolvente regional) y con la metodología sintética, utilizando la metodología objetiva para estimar $\emptyset_{PMP}$. El rango de valores que alcanza la PMP evidencia su gran variabilidad en el territorio analizado, caracterizado por la presencia de

varios regímenes de precipitación. En promedio, la relación entre los valores de Precipitación Máxima Probable Diaria estimados con el método convencional y con el método modificado es 1,3.

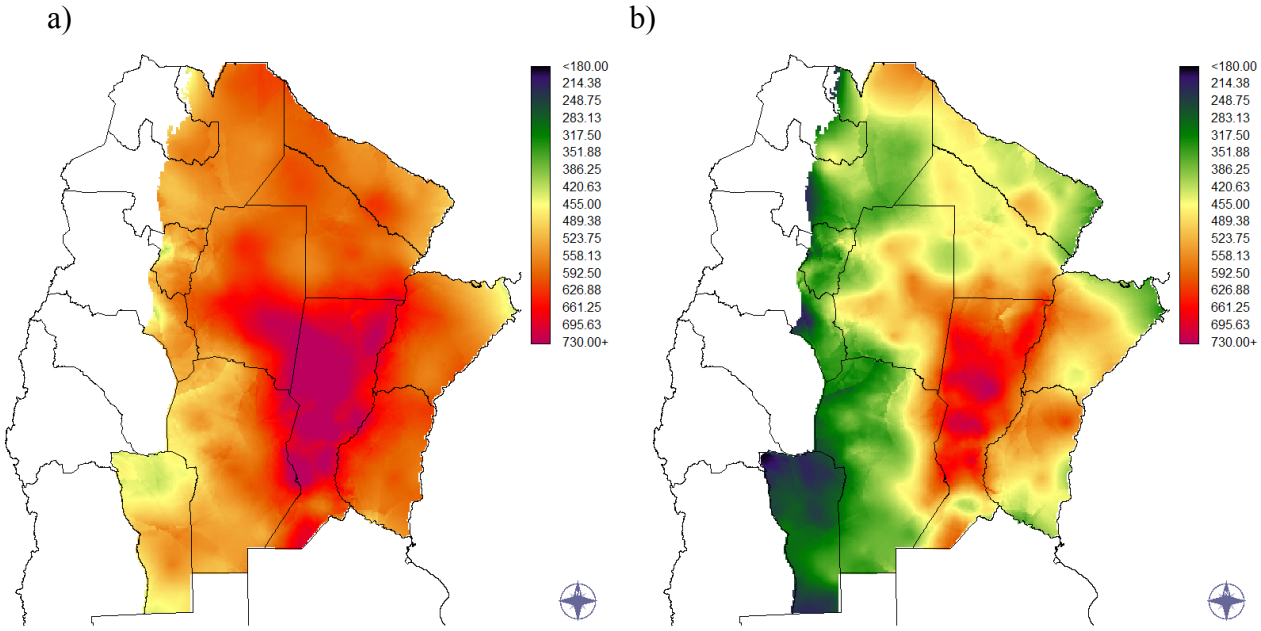


Figura 8.- Precipitación Máxima Probable Diaria en Argentina estimada con el método de Hershfield convencional y con la metodología sintética.

Una forma de evaluar la mejor opción es contrastarlas con la lámina de lluvia máxima diaria anual con periodo de retorno 100 años (PMDA 100). Por otra parte, los valores de Precipitación Máxima Probable estimados con el método de Hershfield utilizando la metodología sintética para estimar Φ_{PMP} es en promedio 2,6 veces la PMD T= 100. La relación derivada de las series sintéticas entre PMP y PMD T= 100 es de 2,3, pero considerado además que su distribución espacial es mucho más homogénea, considerando dicho criterio de homogeneidad la metodología sintética es la recomendada aquí como patrón.

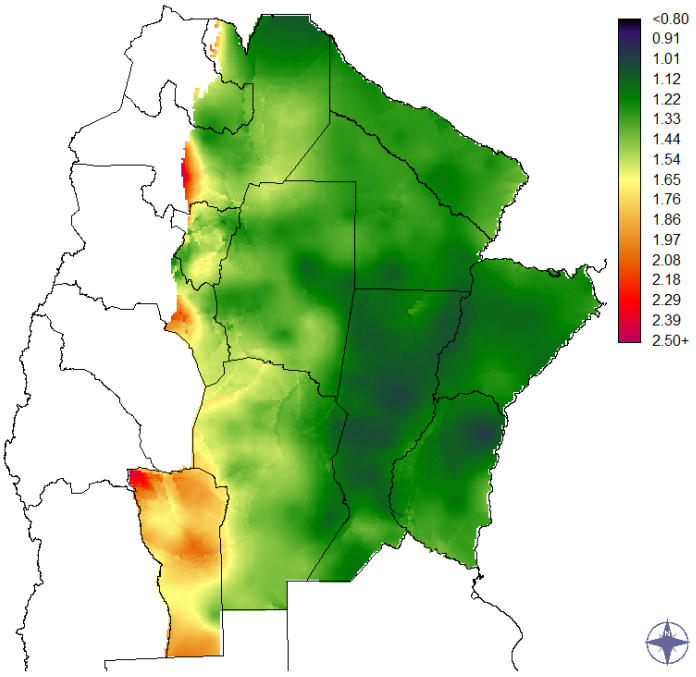


Figura 9.- Relación entre los valores de Precipitación Máxima Probable Diaria estimados con el método de Hershfield convencional y con la metodología sintética.

CONCLUSIONES

Las principales conclusiones obtenidas en este trabajo son las siguientes:

- El método propuesto originalmente por Hershfield genera en el sistema de estudio tres posibles envolventes de los datos medidos, entre las que se elige teniendo en cuenta su ajuste visual al conjunto de los puntos medidos y los resultados publicados en otras regiones. Esto denota cierta subjetividad, donde, además, se asume que la PMP ha sido registrada en los puntos que definen la curva.
- La generación de series aleatorias sintéticas a partir de una función de distribución de probabilidad propia de valores extremos permite definir en forma objetiva el factor de frecuencia máximo. Generar series cuyos estadísticos sean comparables con los registrados posibilita el contraste de los resultados con valores observados en el sistema experimental utilizado.
- El análisis de las series sintéticas puso de manifiesto la dependencia de $\emptyset_{PMP}$ con la media de máximos anuales y la influencia del desvío estándar, lo que lleva a considerar su inclusión para la caracterización climática de la localización de interés.
- La inclusión del desvío estándar a través del coeficiente de variación, permite obtener el $\emptyset_{PMP}$ en forma objetiva, a través de un modelo exponencial, que presentó un buen ajuste al conjunto de datos generados mediante series sintéticas con distribución Lognormal.
- La curva obtenida con datos generados a partir de la función Gamma queda por debajo de algunos puntos registrados. Los datos generados a partir de la función de distribución Gumbel no presenta una variación exponencial con el coeficiente de variación. El resultado evidencia que la función de distribución Lognormal es adecuada para representar los extremos con la finalidad de obtener la Precipitación Máxima Probable.
- El modelo generado reviste carácter general, con lo que posibilita estimar la PMP conociendo tan solo las condiciones climáticas del sitio de interés, manifestadas por el coeficiente de variación local.
- Se evidencia la variación del factor de frecuencia máximo, $\emptyset_{PMP}$, con la longitud de las series analizadas. Aún para series de 10000 años de longitud es notable la amplitud de los resultados obtenidos para las series analizadas. El resultado genera interrogantes acerca de la utilización de series de longitud corta para la estimación de la PMP.
- En general los valores de Precipitación Máxima Probable Diaria estimados con el método de Hershfield convencional son superiores en un 30% a los estimados con el método de Hershfield modificado.
- Una forma de evaluar la mejor opción para estimar el valor de PMP es contrastarlas con la lámina de lluvia máxima diaria anual con periodo de retorno 100 años (PMDA 100). La relación estimada con la metodología objetiva es la que tiene mejor contraste con lo que se espera para una función de distribución Lognormal.

REFERENCIAS

Bazzano, F.M., Caamaño Nelli, G. E. (2016). "Estimación de la Precipitación Máxima Probable Diaria en Tucumán". *V Taller de Diseño Hidrológico*. Salta, Argentina.

Botelli, M. C., Guillén, N F., García C. M., Catalini, C. G., Lencinas, M., Chalabe, M., Rincón. D. (2014). "Regionalización de la Precipitación Diaria Máxima Probable en las Provincias de Salta y Jujuy." *Publicación de trabajos del IV Taller sobre Regionalización de Precipitaciones Máximas.* Ed. Ecos. Tucumán, Argentina.

Caamaño Nelli, G. E., García, C. M. (1998). "Precipitación Máxima Probable en 24 horas: Ensayo en el Noreste de Córdoba, Argentina." *Cuadernos del Curiham*, Año 4, 2, pp. 13-26.

Casas, M. C., Rodríguez, R., Nieto, R., Redaño, A. (2008). "The Estimation of Probable Maximum Precipitation: the Case of Catalonia." Trends and Directions in Climate Research: Ann. N.Y. Acad. Sci. 1146, pp. 291–302. doi: 10.1196/annals.1446.003

Casas, M. C., Rodríguez, R., Prohom, M., Gázquez, A., Redaño, A. (2011). "Estimation of the probable maximum precipitation in Barcelona (Spain)." *Int. J. of Climatol.* No.31, pp. 1322–1327. doi:10.1002/joc.2149

Chavan, S. R., Srinivas, V. V. (2015). "Probable maximum precipitation estimation for catchments in Mahanadi river basin." *Aquatic Procedia* No. 4, pp. 892–899. https://doi.org/10.1016/j.aqpro.2015.02.112

Chow, V. T. (1951). "A General Formula for Hydrologic Frequency Analysis." *Transactions American Geophysical Union*. No. 32, pp. 231 – 237.

Chow, V.T., Maidment, D.R., Mays, L.W. (1994). *Tormentas de Diseño. Cáp.14 en Hidrología Aplicada.* Pp. 455 - 505. Ed. McGraw-Hill Interamer. S.A. Bogotá, Colombia.

Desa, M.N., Noriah A.B.; Rakhecha, P.R. (2001). "Probable maximum precipitation for 24 h duration over Southeast Asian monsoon region—Selangor, Malaysia." *Atmospheric Research*. No. 58, pp. 41– 54.

Guillén, N. F., Botelli, M. C., García, M. C. y Catalini, C.G. (2016). "Estimación de Láminas de Lluvias Máximas Diarias y sus Parámetros Estadísticos en el Centro y Norte de Argentina." *V Taller de Diseño Hidrológico*. Salta, Argentina.

Hershfield, D. M. (1961). "Estimating the Probable Maximum Precipitation." *Proceedings American Society of Civil Engineers, Journal of Hydraulic Division*. No. 87, pp. 99 – 106.

Hershfield, D. M. (1965). "Method for Estimating Probable Maximum Precipitation." *Journal American. Waterworks Association*, Vol. 57 No. 8, pp. 965 – 972.

Rezacova, D, Pesice, P., Sokol Z. (2005). "An estimation of the probable maximum precipitation for river basins in the Czech Republic." *Atmospheric Research*. No. 77, pp. 407 – 421.

WMO (2009) *Manual for Estimation of Probable Maximum Precipitation*. World Meteorological Organization No. 1045. Ginebra, Suiza.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

DETERMINACIÓN DEL TIEMPO ÓPTIMO DE MEDICIÓN EN MEDICIONES ESTACIONARIAS CON ADCP

Diaz Lozada, José M.[1,2]; García, Carlos M.[1,2]; López, Agustin[1,2]; Oberg, Kevin[3]

[1]Centro de Estudios y Tecnología del Agua (CETA), Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Universidad Nacional de Córdoba.Av. Filloy s/n, Ciudad Universitaria, CP 5000, Córdoba, Argentina

[2] Instituto de Estudios Avanzados en Ingeniería y Tecnología - Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas (CONICET), Argentina

[3]U.S. Geological Survey (USGS). 405 N Goodwin Ave, Urbana, Illinois, EEUU.

RESUMEN:

Las mediciones de caudal con Perfiladores de Corriente Acústico Doppler (ADCP) cada vez son más comunes debido a su rapidez y gran resolución espacial y temporal. En el año 2014, el 82% de las mediciones de caudal que realizaba el Servicio Geológico de Estados Unidos (USGS) se hacían con ADCPs. En la República Argentina esta técnica de medición está siendo cada vez más utilizada en la actualidad. Generalmente los ADCP se utilizan montados en plataformas móviles, es decir el instrumento mide las velocidades del flujo y la batimetría de la sección a medida que va realizando el cruce del río de margen a margen y por lo tanto calcula el caudal en tiempo real, pero esta metodología no siempre es aplicable debido al transporte de sedimentos o presencia de hielo. Frente a esta problemática es necesario utilizar mediciones estacionarias. Las guías de medición definidas por el USGS para este tipo de medición estacionaria, exigen un tiempo de registro de datos en cada vertical de 40 segundos con 30 muestras válidas. La hipótesis que se discute en este trabajo es que este tiempo puede ser excesivo o escaso, según las condiciones de flujo, para alcanzar un nivel de error tolerable. En este trabajo se propone utilizar la técnica Moving Block Boostrap (MBB) para determinar el tiempo óptimo de medición en mediciones estacionarias con ADCP en función de que el valor de velocidad media alcance una incertidumbre tolerable definida por el usuario.

ABSTRACT:

Flow discharge measurements with Acoustic Doppler Current Profilers (ADCP) are becoming more common due to easy implementation and its high spatial and temporal resolution. In 2014, 82% of the flow discharge measurements of the United States Geological Survey (USGS) were made using ADCPs. In the Argentine Republic, this technique is being used more and more. ADCPs are usually mounted on moving tethered boat, that is, the instrument measures the flow velocities and the bathymetry of the section as the same time it crosses the river from edge to the other edge and therefore calculates the flow in real time. This methodology is not always applicable due sediment transport or presence of ice. To solve this problem, use stationary measurements are necessary. The guidelines defined by the USGS for stationary measurement requires a data sampling time in each vertical of 40 seconds with 30 valid samples. The hypothesis that is discussed in this paper is that this time can be excessive or scarce, according to the flow conditions, to reach a tolerable level of uncertainty. In this work we propose to use the Moving Block Boostrap technique (MBB) to determine the optimal sampling time in stationary measurements with ADCP as a function of which the average speed value reaches a tolerable uncertainty defined by the user.

PALABRAS CLAVES: ADCP; Moving Block Boostrap; Incertidumbre

INTRODUCCIÓN

Las mediciones de caudal con Perfiladores de Corriente Acústico Doppler (ADCP) cada vez son más comunes debido a su rapidez y gran resolución espacial y temporal. En el año 2014, el 82% de las mediciones de caudal que realizaba el Servicio Geológico de Estados Unidos se hacían con ADCPs (Tarrab, 2014). En la República Argentina esta técnica de medición está siendo cada vez más utilizada en la actualidad.

Las mediciones estacionarias con ADCP se realizan cuando no es posible realizar mediciones desde plataforma móviles debido a: (a) Falta de detección del fondo debido por ejemplo a alta carga de sedimentos y no contar con GPS, ya sea por no poseerlo o por la imposibilidad de usarlo por la presencia de árboles u obstáculos, (b) Si se utiliza el sistema de referenciación de fondo, no se posee o no funciona GPS y existe un importante trasporte de fondo en donde por algún motivo no es posible aplicar una corrección como por el método del lazo, (c) medición en ríos congelados donde en necesario perforar la capa de hielo, (e) etc. Las políticas de aforos utilizando esta metodología indican que en cada vertical debe medirse un tiempo fijo de medición que es de 40 segundos en Estados Unidos (Campbell, 2015) y de 30 segundos en Argentina. Dicho tiempo de medición, proviene de las normativas de mediciones de velocidad puntuales con molinetes mecánicos y no tiene en cuenta las características las características del flujo (que se reflejan en la señal medida) para obtener un valor de velocidad media con un determinado nivel de error.

García et al. (2006) cuantificó la incertidumbre de los parámetros de señales turbulentas en mediciones realizadas con velocímetros acústicos Doppler (ADV) utilizando la técnica "Moving Block Bootstrap (MBB). En 2015 este autor presentó ante el USGS una propuesta de utilizar esta técnica para obtener el tiempo óptimo de medición en mediciones de caudal realizadas por método de vadeo con SonTek/ FlowTracker y en OTT/ADC. En este trabajo se propone utilizar la técnica Moving Block Bootstrap (MBB) para determinar el tiempo optimo de medición en mediciones estacionarias con ADCP siguiendo la metodología de García et al (2006) y García (2015) teniendo en cuenta las particularidades de los datos registrados con ADCP.

Además, a través de esta técnica es posible detectar errores que se comenten durante la medición, ya que se ven reflejados en el coeficiente de variación (CV) y desvío de la distribución de probabilidad de la señal de analizada.

METODOLOGIA

La técnica MBB está basada en la técnica de Bootstrap introducida por Efron (1979) para análisis econométricos. La técnica de Bootstrap consiste en generar nuevas muestras a través de un remuestreo aleatorio de la muestra original. Con las nuevas muestras generadas es posible obtener la distribución estadística del parámetro que se esté analizando. Dado que se trabajará con señales de velocidad (lo que se explicará en párrafos sucesivos) provenientes de un flujo turbulento, remuestrear los valores de velocidad sin tener en cuenta su correlación haría que el análisis fuese inadecuado. Es por ello que el remuestreo debe hacerse por bloques compuestos por varios valores de velocidad. A través de dichos bloques se mantiene la estructura de correlación de la señal. Esta metodología de aplicación de la técnica de Bootstrap con bloques es llamada Moving Block Bootstrap (MBB). En la Figura 1 se detalla gráficamente la explicación anteriormente mencionada.

En este trabajo analiza la incertidumbre en la determinación experimental de la velocidad media en la vertical (en lugar de analizar los valores de velocidad medidos en cada celda). Esto se realiza para reducir el tiempo de procesamiento y optimar su implementación en tiempo real. La serie de velocidad en cada vertical se exporta mediante el programa BBSlice y WinRiver II para el caso de los equipos RDI y RiverSurveyor Stationary para los equipos YSI/SonTek. Con las series de velocidad de cada localización, se procede a realizar el análisis de incertidumbre de los valores medios utilizando la técnica "Moving block Bootstrap" (MBB) propuesto por Kunsch (1989). Una determinación importante en este método es definir la longitud de bloque óptimo utilizada en el

análisis. El bloque óptimo es aquel que permite tener la mayor cantidad de muestras sin destruir la correlación de la señal. El bloque optimo se determina mediante la ec.1 propuesta por García et al, (2006).

$$bopt = 0{,}788\, T_x^{2/3} T_m^{1/3} \qquad [1]$$

Donde Tx es la escala integral de la velocidad y Tm es el tiempo de medición.

Finalmente se aplica la técnica "Moving Block Bootstrap" (MBB) con diferentes cantidades de señales generadas sinteticamente (50, 100, 1000) y diferentes tiempos de medición (10, 20,30 y 40 segundos). En cada análisis se obtiene el coeficiente de variación del valor medio de velocidad. Este coeficiente se compara con los valores de coeficiente de variación (COV) aceptables para mediciones con molinetes de la Norma ISO 748/2007. Se adopta aquel tiempo de medición en donde el COV obtenido aplicando la técnica MBB sea menor que el exigido por ISO.

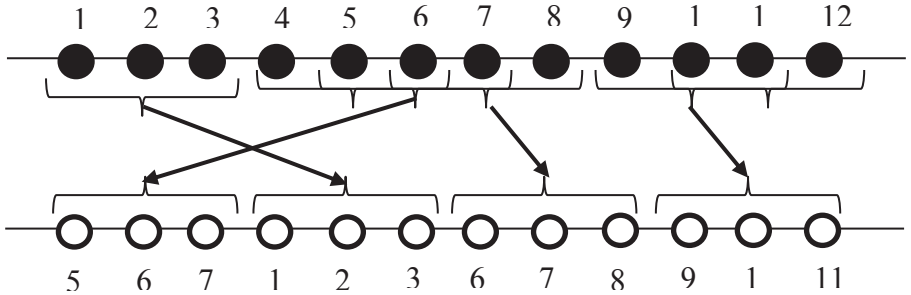


Figura 1.- Diagrama esquemático del método MBB para una determinada serie utilizando una longitud de tres datos por bloque. Los puntos negros representan la serie original mientras que los blancos la nueva serie generada (fuente: García et al, 2006).

Una vez definido el bloque óptimo se generan aleatoriamente nuevas señales de velocidad, con las cuales se obtiene valores medios de velocidad. Del análisis estadístico del conjunto de valores medios de velocidad generados a partir del remuestreo de la serie original, se puede obtener el coeficiente de variación de la velocidad en dicha vertical. El número de señales a generar es 50 ya que se realizó un análisis de sensibilidad con 100 y 1000 señales no observándose diferencias importantes (menores a ± 1 unidad de CV). En la Figura 2 se muestra la comparación entre los CV utilizando 50 señales y los CV utilizando 1000 señales. Esto permitió reducir notablemente el tiempo computacional.

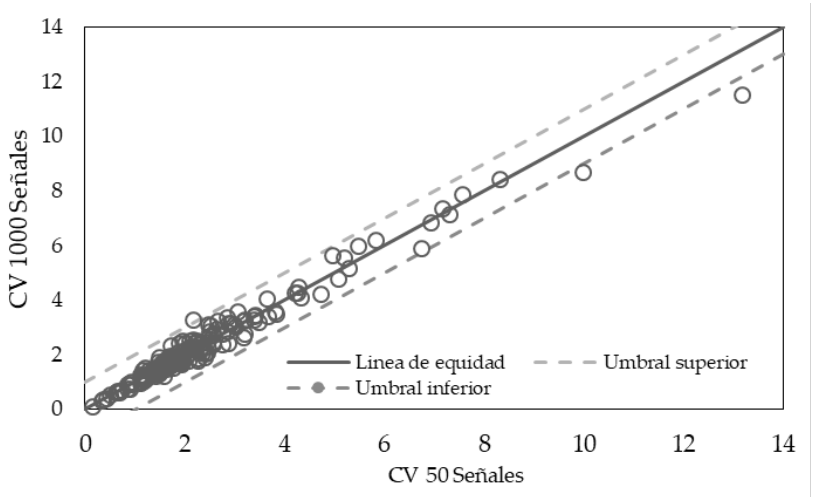


Figura 2.- Comparación entre los coeficientes de variación (CV) utilizando 50 señales y 1000 señales respectivamente. Las líneas punteadas definen los umbrales superior e inferior (± 1 unidad de CV)

Para la realización de este trabajo se contó con datos registrados por el USGS en diferentes ríos y arroyos de Estados Unidos. Las características de los mismos se detallan en la Tabla 1.

Tabla 1.- Conjunto de mediciones estacionarias utilizadas para el desarrollo de la herramienta.

# de conjunto de datos	Nombre de la Estación	Caudal [m^3/s]	Ancho [m]	Profundidad Media [m]	Velocidad Media [m/s]	ADCP
1	Antietam Creek nr. Sharpburg, MD	11,63	33,1	0,61	0,58	RDI/ StreamPro 2000 Mhz
2	Masardis - 01015800	7,69	35,97	0,55	0,39	RDI/ StreamPro 2000 Mhz
3	12134500	90,52	77,11	1,26	0,93	RDI/ StreamPro 2000 Mhz
4 *Solo se registraron 20 segundos de datos	Truckee R Nixon – 10351700	2,91	35,36	0,62	0,13	RDI/ StreamPro 2000 Mhz
5	Quappelle 20110310	5,76	17,2	1,45	0,23	RDI/ StreamPro 2000 Mhz
6	12149000	99,03	53,64	2,79	0,66	RDI/ StreamPro 2000 Mhz
7	1018000	2,26	23,77	0,57	0,17	RDI/ StreamPro 2000 Mhz
8	10351600 - Derby	3,68	24,536	0,21	0,17	SonTek M9

RESULTADOS

A continuación, se desarrolla un ejemplo de la metodología desarrollada con el conjunto de datos número 6. Se ha aplicado el método MBB tomando en cada vertical una serie de datos de velocidad de 10, 20, 30 y 40 segundos (todos los datos). A partir de los valores de media y desvío de velocidad de cada vertical obtenidos con la técnica MBB, se procedió a obtener el Coeficiente de Variación (CV) en cada vertical, los valores obtenidos se han graficado en la Figura 3.

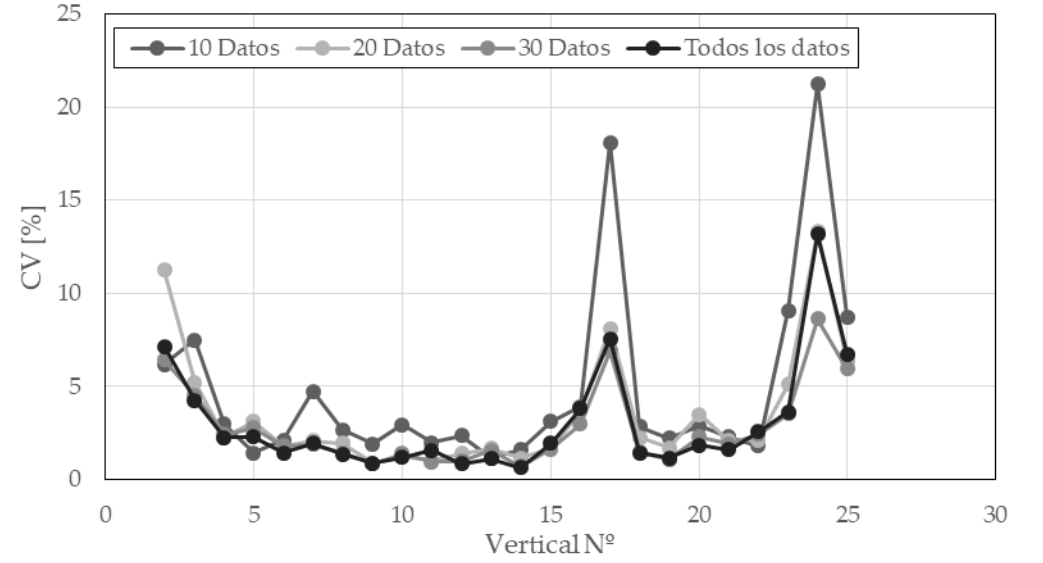


Figura 3.- Coeficiente de variación por vertical para el conjunto de datos numero 6

Del análisis de los coeficientes de variación puede observarse que los valores más altos se ubican en los extremos y en un sector central de la sección. En los bordes es esperable altos valores de coeficientes de variación dado que la velocidad media es baja. Actualmente se está analizando utilizar el desvío como indicador de la calidad de la medición en vez del coeficiente de variación en

esos sitios de baja velocidad. Con respecto a lo que sucede en la zona central de la sección se procede a analizar las verticales 16 y 17. Si se observa el perfil de velocidades, puede verse que, en el sector de las verticales de análisis, la velocidad sufre un drástico descenso probablemente por la presencia de un obstáculo como una pila de puente. Observando en detalle los gráficos de convergencia de la media y la serie de velocidad pudo verse una importante dispersión de los valores. En la Figura 4 se muestran los gráficos mencionados para la vertical 17. Otro aspecto interesante que destacar es que la vertical 16 además de poseer un importante CV (3,6 % con 40 segundos de medición) respecto a los CV de puntos vecinos a excepción de la estación 17, posee los mayores valores de velocidad error (Error Velocity por su nombre en inglés), ver Figura 5. Valores altos de velocidad error indica la presencia de un flujo no homogéneo que se da por ej. detrás de un obstáculo como una pila de puente. En análisis mostrado anteriormente muestra como esta metodología de MBB puede ser aplicada para detectar errores en las mediciones estacionarias.

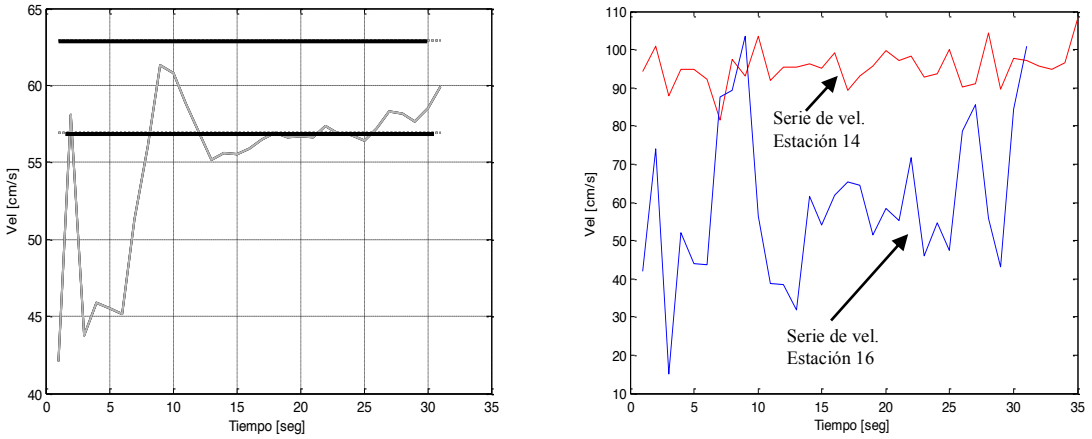


Figura 4.- Convergencia de la media con un intervalo 5% alrededor de la media final (izquierda) y comparación de velocidades entre el perfil 14 con bajo CV y el 17 con alto CV.

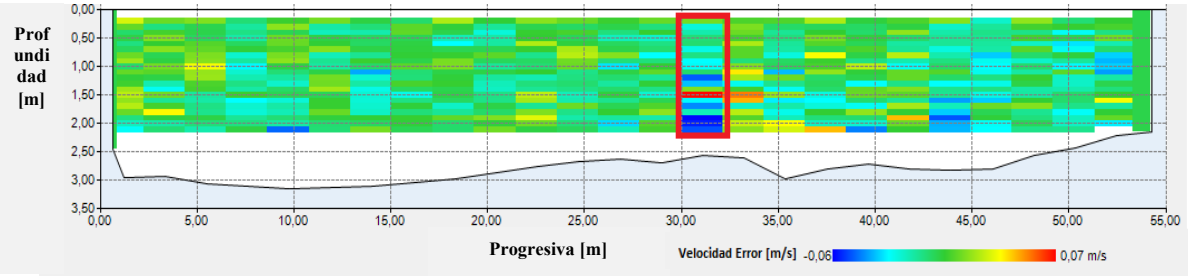


Figura 5.- Valores de velocidad error por celda. En rojo está marcada la vertical 16 que posee los valores más altos de velocidad error

Volviendo al tiempo óptimo de medición, la medición perteneciente al conjunto de datos 6 requirió un total de 1000 segundos (17 minutos aproximadamente) continuos de registro de datos, es decir tiempo que realmente estuvo midiendo el equipo. Acorde con ISO 748/2007 (para mediciones puntuales al 60% de la profundidad y con tiempo de muestreo de 30 segundos) con un tiempo de 20 segundos por vertical a excepción de los 6 puntos (Figura 6) que superan este umbral en cuyo caso debe medirse quizás un tiempo mayor que 40 segundos. Considerando que estos 6 mencionados puntos requieren 40 segundos de medición y el resto de los puntos 20 segundos, la medición seria de aproximadamente de 11 minutos de medición continua, lo que significa una reducción del 36% en el tiempo de registro. En la

Tabla 2 se detalla el tiempo de medición continuo que requirió cada una de las mediciones analizadas junto al tiempo que se habría sido requerido si se hubiese utilizado la técnica MBB para alcanzar un CV menor al 4% al igual que la norma ISO (se consideró constante este umbral en el análisis a pesar de que ISO define otros umbrales para velocidades menores a 40 cm/s). Vale aclarar aquí que a pesar que el análisis se hizo también para 10 segundos de medición (10 perfiles de

velocidad), se adoptó como tiempo mínimo de medición 20 segundos para de ese modo tener un valor de CV más confiable. Puede observarse que se reduce el tiempo de registro de datos entre un 35% y 48%.

A través del método de MBB lo que se busca es que el instrumento cada cierta cantidad de datos registrados realicé este análisis en tiempo real. Al alcanzarse un coeficiente de variación o desvío menor a un umbral definido se finaliza la medición y se procede a realizar otra vertical.

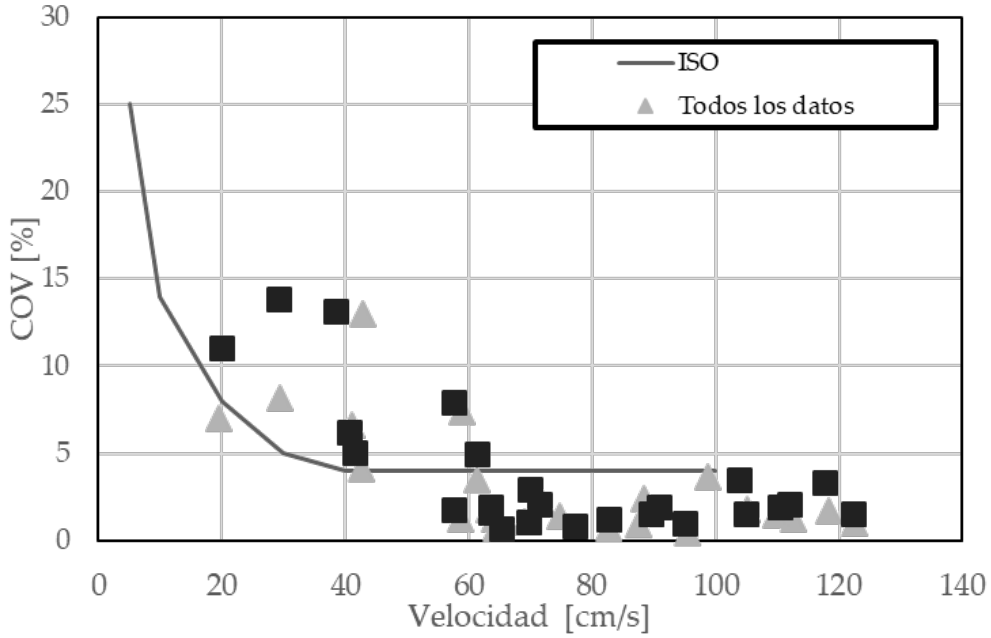


Figura 6.- Comparación de los valores de CV obtenidos con la técnica MBB y el umbral definido de CV para mediciones puntuales a 60% de la profundidad con 30 segundos de medición.

Tabla 2.- Tiempo de medición continúo utilizando 40 segundos por vertical y el tiempo de medición que habría sido requerido si se hubiese aplicado MBB.

# de conjunto de datos	Nombre de la Estación	Tiempo de medición continúa requerida [seg]	Tiempo aplicando MBB [seg]	Diferencia porcentual relativa [%]
1	Antietam Creek nr. Sharpburg, MD	1000	570	-43%
2	Masardis - 01015800	960	580	-40%
3	12134500	960	490	-49%
4 *Solo se registraron 20 segundos de datos	Truckee R Nixon – 10351700	540	-	
5	Quappelle 20110310	880	480	-45%
6	12149000	1000	640	-36%
7	1018000	1120	690	-38%
8	10351600 - Derby	920	480	-48%

CONCLUSIONES

El método de Moving Block Bootstrap implementado por García et al (2006) para determinar la distribución de probabilidad de los parámetros turbulentos y luego en 2015 para determinar el tiempo óptimo de medición en Velocímetros Acústicos Doppler, puede ser aplicado a mediciones estacionarias con ADCP utilizando el promedio de las velocidades en la vertical. A pesar que se

busca caracterizar la evolución temporal del caudal en cada vertical, el cálculo de esta variable en hace más complicado su implementación en tiempo real debido a que lleva un tiempo computacional mayor calcularlo. Es por ello que se optó por analizar señales de velocidad para determinar la calidad de una medición de caudal. La implementación de esta técnica permite detectar fácilmente errores en las mediciones, los cuales se manifiestan mediante un coeficiente de variación (CV) alto, salvo en las márgenes donde la velocidad es baja y por lo tanto el valor de CV es grande. Se está trabajando en definir valores umbrales límites de desvío para velocidades menores a un umbral a determinar. Con respecto al tiempo de medición, esta técnica permite reducir notablemente el tiempo de medición en los casos analizados (comparándolo con los requisitos de la ISO 748/2007 para velocidades puntuales tomadas al 60% de la profundidad) se reduce entre un 30 y un 48%, lo cual es significativo.

La idea que se propone es que el instrumento mida perfiles de velocidad hasta que el valor de COV o desvió (para velocidades bajas) de la velocidad media en la vertical se encuentre por debajo de un límite aceptable. En caso de no alcanzarse dicho límite después de un cierto tiempo (a definir) que se reporte el valor de velocidad media con su incertidumbre asociada. Como trabajo futuro se recomienda analizar series de datos mayores a 40 segundos.

REFERENCIAS

Campbell P. (2015) "Standard Operating Procedures for under ice discharge measurements using ADCPs", *Water Survey of Canada*, Environment Canada, Ottawa, 2015.

Garcia, C. M., Jackson, P. R., & Garcia, M. H. (2006). "Confidence intervals in the determination of turbulence parameters". *Experiments in fluids*, Vol. 40 No. 4, pp. 514-522.

Garcia, C.M (2015). "Optimum Sampling time in wading discharge measurements using Acoustic Doppler Velocimetry Techniques" – Conferencia bridada a los tecnicos de OTT y SonTek.

ISO, E. (2007). 748, 2007: "Hydrometry. Measurement of liquid flow in open channels using current-meters or floats". BSI.

Kunsch H (1989) "The jackknife and the bootstrap for general stationary observations". *Ann Stat* No. 17, pp. 1217–1241.

Tarrab, L. (2014). "Incertidumbres en Mediciones de Caudal con Perfiladores de Corriente Acústicos Doppler desde Plataformas Móviles". Tesis de Doctorado – Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales – Universidad Nacional de Córdoba.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

ESTIMACIÓN DE LA EROSIVIDAD DE LA PRECIPITACIÓN EN EL NORTE GRANDE DE CHILE

Bastián Sáez B.[1] y José Vargas B.[2]
[1,2]Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de Concepción, Chile.
bastisaez@udec.cl [1], jvargas@udec.cl [2]

RESUMEN:

El extremo norte de Chile presenta características de zonas áridas, donde la precipitación es de origen convectivo, lo que conlleva altas intensidades en espacio y tiempo reducido. Estas tormentas generan procesos erosivos que dan origen al fenómeno wadi, que desarrolla inundaciones con alta concentración de sedimentos. El principal factor que incide en los procesos erosivos corresponde a la erosividad de la precipitación, que se puede cuantificar según el factor R de la USLE, el cual requiere el valor de la intensidad máxima en 30 minutos (I_{30}) para cada evento, pero que rara vez se encuentra disponible. Frente a esto, se hace necesario evaluar curvas de ajuste del factor R respecto a índices que requieren información de fácil acceso y computo, como son los índices de agresividad o precipitación anual media, para esto es necesario estimar I_{30} usando la intensidad máxima horaria. Los resultados indican que hay subestimaciones de I_{30}, debido a que las mediciones cada una hora no son capaces de encontrar la intensidad máxima horaria, lo que conlleva a subestimaciones de la erosividad por evento, pero fueron aceptadas dado el Nash-Sutcliffe de 0.758. Las curvas de ajuste indicaron que el factor R correlaciona bien con los índices de agresividad, donde la precipitación anual promedio presenta el mejor desempeño con coeficiente de correlación de Pearson de 0.98. Finalmente, se indica que el desafío está en mejorar la eficacia de la estimación de I_{30} antes de analizar la variación espacial del factor R en el área de estudio.

ABSTRACT:

The extreme north of Chile presents characteristics of arid zones, where the precipitation is convective, which implies high intensities in reduced space and limited time. These storms generate erosive processes that give rise to the wadi phenomenon, which develops floods with high concentation of sediment. The main factor that affects the erosive processes corresponds to the erosion of rainfall, which can be quantified according to the R factor of USLE, which requires the maximum 30 min rainfall intensity (I_{30}) for each event, but which it is rarely available. Faced to with this, it is necessary to evaluate adjustment curves of factor R with respect to indices that require easy access to information and quick compute, such as rainfall intensity indices or average annual rainfall, for this it is necessary to estimate I_{30} using the maximum hourly intensity rainfall. The results indicate that there are underestimations of I_{30}, because the measurements with lapse of one hour are not able to find the maximum hourly rainfall intensity, which leads to underestimates erosivity per event, but they were accepted by the Nash-Sutcliffe of 0.758. The adjustment curves indicated that the R factor have a good correlation with rainfall intensity indices where the average annual rainfall presents the best performance with a Pearson's correlation coefficient of 0.98. Finally, the challenge is to improve the efficiency of the estimation of I_{30} above analyzing the spatial variation of the R factor in the study area.

PALABRAS CLAVES: Erosividad de la precipitación; índices de agresividad; zonas áridas

INTRODUCCIÓN

La precipitación es uno de los elementos importantes del clima que influye directamente la disponibilidad del recurso hídrico y que ha sido afectada por el efecto del calentamiento global (De Luis *et al*.,2011). Bajo este contexto las zonas áridas resultan de gran interés, ya que la precipitación es de carácter errático con alta variabilidad temporal y espacial (Salas, 2000).

En el último tiempo la comunidad científica ha estado interesada en los procesos hidrológicos que se desarrollan en las zonas áridas, ya que estas se caracterizan por ser frágiles y sensibles a la degradación de vegetales y suelos (Lobo *et al*., 2005). Para diferenciarlos de los procesos que ocurren en zonas húmedas se ha adoptado el término *wadi*, palabra arábica, que significa curso de agua efímero. Los *wadis* son causados generalmente por tormentas convectivas que desarrollan inundaciones repentinas amenazando a muchas comunidades y que se consideran la mayor fuente de recarga de agua subterránea (Sen, 2008).

Las tormentas convectivas en las zonas áridas generan procesos erosivos, que resultan ser lentos, recurrentes, progresivos e irreversibles. Estos procesos dependen de factores como el clima, relieve, tipo de suelo y antrópicos, y se pueden agrupar en erosionabilidad y erosividad (Castelán *et al*., 2013).

La erosividad es la capacidad que tiene el agente geológico de separar partículas de suelo, en el caso de zonas áridas el agente geológico más importante corresponde a la precipitación. Para cuantificarla se usa un índice que considera la energía cinética; factor R de la *Universal Soil Loss Equation* (Ecuación universal de pérdida de suelo; USLE según sus iniciales en inglés) (Lobo y Bonilla, 2015). Para el cálculo de R es necesario la intensidad máxima con duración de 30 minutos, pero cuya información rara vez está disponible con buena cobertura espacial (Angulo-Martínez y Beguería, 2009).

Para estimar la erosividad se han establecido curvas de ajuste usando modelos lineales, potenciales y cuadráticos (Angulo-Martínez y Beguería, 2009). Preferentemente se usan índices de agresividad ya que se han formulado para evaluar la erosión hídrica y son de fácil cómputo debido a que requieren datos que generalmente se encuentran disponibles, como lo es la precipitación diaria.

El extremo norte de Chile dada sus condiciones climáticas se clasifica como de extrema aridez y se tiene antecedentes de ocurrencia de fenómenos *wadis*. Además, la mayoría de las mediciones pluviométricas son a escala diaria por lo que se tiene poca información de los procesos erosivos. Frente a esto surge la necesidad de evaluar curvas de ajuste de la erosividad de la precipitación en el Norte Grande respecto a índices de agresividad, por lo que se requiere estimar la intensidad máxima en 30 minutos.

AREA DE ESTUDIO

La zona de estudio corresponde al denominado Norte Grande de Chile, que comprende las regiones de Arica y Parinacota, Tarapacá, Antofagasta y Atacama, que se ubican desde los 17,5° hasta los 29,3° latitud sur. En la Figura 1 se muestra el área de estudio; evidenciando su ubicación dentro de Chile.

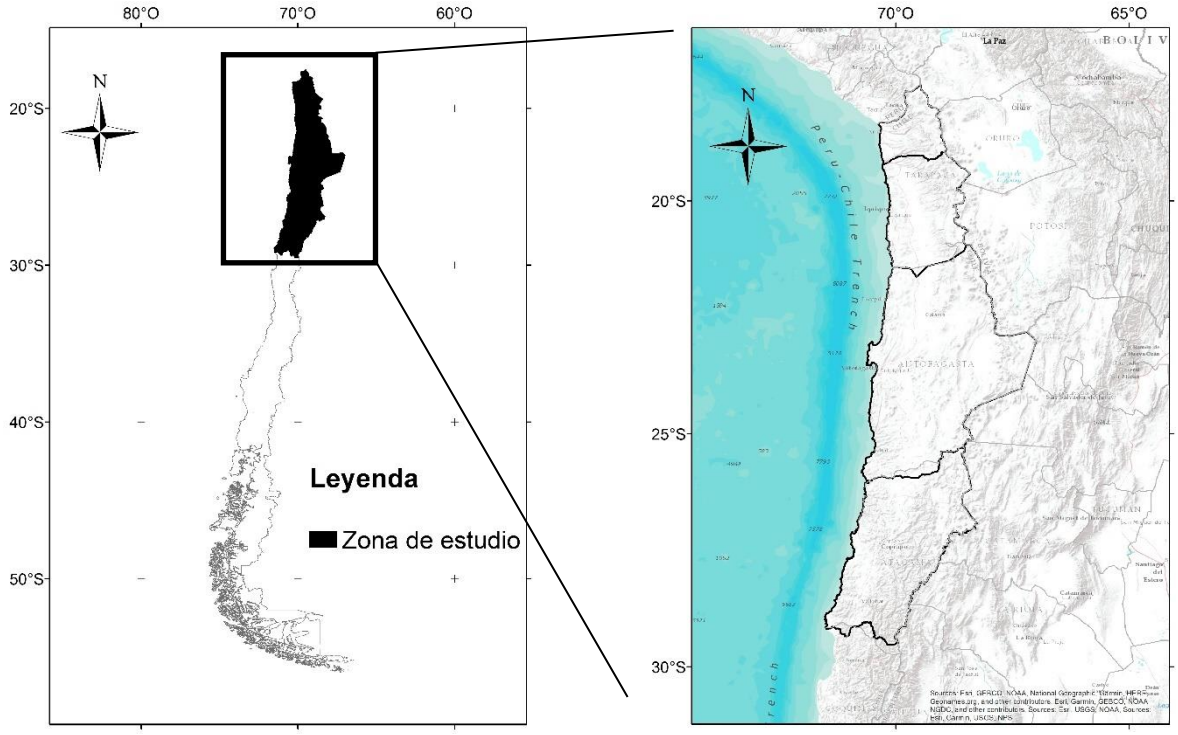


Figura 1.- Zona de estudio

La circulación atmosférica desarrolla un área de alta presión en gran parte de la zona de estudio (hasta 26° latitud sur) lo que provoca lento desplazamiento de los vientos del oeste de latitudes medias y altas. Lo anterior se refleja en la casi inamovilidad del sistema en general, que tiene como efecto actuar como bloqueo a la aproximación de los sistemas frontales, los que son forzados a desviar su trayectoria (DMC, 2010).

Debido a su ubicación geográfica y al efecto orográfico, el Norte Grande presenta un régimen pluviométrico principalmente convectivo. En los meses de verano la banda de convergencia intertropical de Sudamérica se desplaza hacia el sur y la zona de máxima convección se ubica sobre el altiplano boliviano. Esta condición al coincidir con la máxima radiación solar en superficie, genera el desarrollo de nubes cumuliformes de gran desarrollo vertical durante el día, generando las consecuentes precipitaciones (DMC, 2010).

ÍNDICES DE AGRESIVIDAD DE PRECIPITACIÓN

Existen índices de agresividad que han sido formulados con el fin de estudiar el transporte de sedimentos y la erosividad de la precipitación, que corresponden a dos atributos importantes en el fenómeno *wadi*. Estos índices, que dependen de la concentración y cantidad de precipitación, tienen como resultado una lámina de precipitación. A continuación, se presentan los índices considerados en este estudio:

i. Índice de Fournier: El índice de Fournier (IF) fue definido en 1960 (De Luis *et al*.,1997) y muestra alta correlación con la cantidad de sedimentos arrastrados por la escorrentía. Se calcula según la Ecuación 1.

$$IF_j = \frac{Pmax_j^{\,2}}{P_j} \qquad [1]$$

Donde Pmaxj es la precipitación máxima mensual dentro del año j en mm, Pj es la precipitación anual del año j en mm e IF_j corresponde al valor del índice del año j.

ii. Índice modificado de Fournier: El índice modificado de Fournier (IMF) corresponde a una alteración del IF hecha por Arnoldus en 1977, citado en De Luis *et al.* (1997), de tal forma de no solo considerar la precipitación máxima mensual, sino que todos los montos mensuales (Ecuación 2). Se trata del índice más usado en la evaluación de erosión hídrica y que ha sido estudiada su relación con el factor R de la *Universal Soil Loss Equation* (Ecuación de pérdida de suelo; USLE según sus iniciales en inglés).

$$IMF_j = \frac{\sum_{i=1}^{12} P_{ij}^{\ 2}}{P_j} \qquad [2]$$

Donde Pij corresponde a la precipitación del mes i en el año j (mm), Pj es la precipitación anual del año j en mm e IMF_j es el valor del índice del año j.

iii. Índice de erosividad total: Vega y Febles (2008) propusieron el índice de erosividad total (IET) combinando el IMF con el índice de concentración de precipitación, que corresponde a un indicador que evalúa la distribución del monto anual de precipitación. Se cuantifica según la Ecuación 3.

$$IET_j = IMFj \cdot \frac{100}{P_j^{\ 2}} \sum_{i=1}^{12} P_{ij}^{\ 2} \qquad [3]$$

Donde IMF_j es el valor del índice modificado de Fournier del año j, P_{ij} es la precipitación del mes i en el año j (mm), P_j es el monto de precipitación del año j en mm e IET_j es el valor del índice en el año j.

iv. Otros índices: Hay otros dos índices que se basan en el índice modificado de Fournier; como lo es el índice F, definido por Ferro (1991), citado por Ferro (1999), el índice F se basa en el IMF de años individuales y cuyo cálculo se detalla en la Ecuación 4, y también se tiene el índice modificado de Fournier Maule (IMFM), que según Cornejo (2006), citado por Olivares (2009), intenta explicar la variación de las precipitaciones anuales en relación a su media (Ecuación 5).

$$F = \frac{Pm}{12}\left[\frac{\sum_{j=1}^{N} P_j\left(1 + CV^2\left(p_{i,j}\right)\right)}{\sum_{j=1}^{N} P_j}\right] \qquad [4]$$

$$IMFM_j = \frac{\left(\sum_{i=1}^{12} P_{ij}\right)^2}{Pm} \qquad [5]$$

Donde Pm es la precipitación media anual(mm) en los N años de estudio, $CV(p_{i,i})$ se refiere al coeficiente de variación de la precipitación mensual, P_j es la precipitación anual del año j en mm, P_{ij} es la precipitación del año i en el año j, F corresponde al índice F ponderado en los N años e $IMFM_j$ es el índice modificado de Fournier Maule del año j.

EROSIVIDAD DE LA PRECIPITACIÓN

El fenómeno *wadi* tiene su origen generalmente en tormentas convectivas, las cuales generan procesos erosivos; se presenta una alta tasa de erosión en las partes altas de la cuenca, que a través de la escorrentía movilizan los depósitos hacia aguas abajo donde sedimentan (Sen,2008).

Dentro de los factores involucrados en los procesos erosivos se encuentra la erosividad de la precipitación, la que se ve afectada por los efectos del cambio climático, ya que estos han

modificado las características de la precipitación (Angulo-Martínez y Beguería, 2009). Además, en zonas áridas, los patrones climáticos son forzados por el efecto orográfico de baja escala y la ocurrencia de lluvias convectivas (Sen,2008), que conllevan a que la precipitación tenga un carácter errático y variable en el tiempo y espacio (Salas ,2000).

Para predecir el potencial erosivo del impacto de las gotas de lluvia, y también para evaluar la capacidad potencial de transporte de la escorrentía generada por tormentas erosivas, se usa el parámetro de erosividad de precipitación denominado factor R de la *Universal Soil Loss Equation* (Ecuación universal de pérdida de suelo; USLE según sus iniciales en inglés) (Loureiro y Coutinho, 2001).

El cálculo del factor R sigue la Ecuación 6 (Angulo-Martínez y Beguería, 2009):

$$R = \frac{1}{n}\sum_{j=1}^{n}\sum_{k=1}^{m}(EI_{30})_k \qquad [6]$$

Donde n es el número de años, m es el número de eventos erosivos en el año j, EI_{30} es la erosividad del evento k en MJ*mm*ha^{-1}*h^{-1} y R es el factor R en MJ*mm* ha^{-1}*h^{-1}*año^{-1}.

La erosividad del evento (EI_{30}) se calcula según la Ecuación 7:

$$EI_{30} = (\sum_{r=1}^{o}(0.29[1 - 0.72\exp(-0.05i_r)])v_r)I_{30} \qquad [7]$$

Donde E corresponde a la energía cinética en MJ*ha^{-1}, i_r es la intensidad de precipitación del lapso r en mm*h^{-1}, v_r es el volumen de precipitación en mm e I_{30} corresponde a la intensidad máxima en 30 minutos en mm/h.

METODOLOGÍA

La metodología se basa en la concreción de cinco etapas que se detallaran a continuación:

i. Recopilación de información

La información de precipitación se obtuvo de la Corporación Nacional del Cobre (CODELCO), ya que dentro del área de estudio tienen divisiones mineras que registran precipitación (Chuquicamata y Salvador). Se encontraron un total de 13 estaciones con lapso de medición de una hora.

Se seleccionó las estaciones con al menos los 10 últimos años con registro continuo. En la Figura 3 se muestra la ubicación de las nueve estaciones consideradas dentro del área de estudio, donde es posible visualizar el modelo de elevación de digital en escala de grises.

Se identifican dos grupos de estaciones; Pampa Puno, Ollagüe, Talabre y Ojos San Pedro en la región de Antofagasta y Pampa Austral norte, Pampa Austral sur, Chañaral, Cine Inca y CAP en la región de Atacama. Las estaciones tienen diferentes altitudes; desde unos pocos metros sobre el nivel del mar en Chañaral hasta sobre los 4000 msnm en Pampa Puno. En relación al promedio de precipitación anual, el monto se mueve entre 2.5 mm (Talabre) y 69 mm (Ojos de San Pedro).

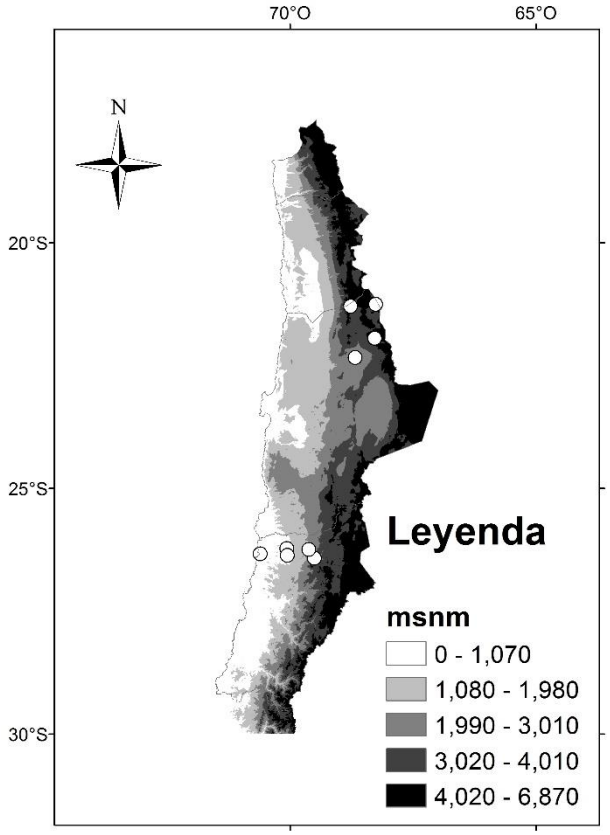


Figura 2.- Estaciones en estudio.

ii. Individualización de eventos

Para la consideración de eventos erosivos se debe separar los que presenten un período de seis horas con menos de 1.27 mm de lluvia y que la precipitación total sea mayor a 12.7 mm (Angulo-Martínez y Beguería, 2009). Dadas las condiciones presenten en el área de estudio se rebajó las condiciones a seis horas de período seco y precipitación total mayor a 1.27 mm.

iii. Estimación de intensidad máxima en 30 minutos

A lo largo de los 10 años el lapso de medición es de una hora, a raíz de esto se decidió a estimar las intensidades máximas de 30 minutos de cada evento usando la intensidad máxima horaria a través de siete relaciones de la forma que muestra desde la Ecuación 8 a la Ecuación 14 (García-Bartual y Schneider, 2001).

$$i_{max}(t) = \frac{a}{t^b} \quad [8]$$

$$i_{max}(t) = \frac{a}{t+b} \quad [9]$$

$$i_{max}(t) = \mathrm{a} - \mathrm{b} * \ln(\mathrm{t}) \quad [10]$$

$$i_{max}(t) = \mathrm{a} * b^{\frac{28^{0.1}-t^{0.1}}{0.4}} \quad [11]$$

$$i_{max}(t) = \frac{a}{c+t^b} \quad [12]$$

$$i_{max}(t) = a + \frac{b}{t+c} \quad [13]$$

$$i_{max}(t) = \frac{a}{c*t+b} \quad [14]$$

Donde i_{max} corresponde a la intensidad máxima en el tiempo t, mientras que a, b y c corresponden los parámetros, los cuales se estimaron usando mínimos cuadrados.

Usando el criterio del R^2 ajustado se seleccionó la forma que presentó mejor desempeño para luego estimar la intensidad máxima de todos los eventos ocurridos en los 10 años de análisis.

En ciertos momentos de medición en algunas estaciones se registraron eventos con intervalos de medición de 5 y 15 minutos por lo que fue posible obtener I_{30} medida. Estos eventos se usaron para evaluar el desempeño de la estimación de intensidad máxima en 30 minutos (I_{30} estimada) mediante el indicador de eficiencia de Nash-Sutcliffe (N-S).

iv. Cálculo del factor R

Usando las intensidades máximas estimadas en 30 minutos se calculó el factor R mediante la Ecuación 6 y Ecuación 7. Para evaluar el desempeño se usó el criterio Nash-Sutcliffe (N-S) para comparar erosividad de los eventos usando I_{30} medida v/s I_{30} estimada.

v. Ajuste de curvas

Con el factor R calculado para cada una de las nueve estaciones, se procedió a calcular los índices de agresividad considerados en el estudio usando la Ecuación 1 hasta la Ecuación 5. Posteriormente, se ajustaron curvas según lo presentado desde la Ecuación 15 hasta la Ecuación 19 (Renard y Freimund,1993; Ferro,1999; Hernando y Romana,2016)

$$R = a * I \quad [15]$$
$$R = a + b * I \quad [16]$$
$$R = a + b * I + c * I^2 \quad [17]$$
$$R = a * I^b \quad [18]$$
$$R = a * I^b + c \quad [19]$$

Donde R corresponde al factor R de la USLE e I es el índice de agresividad ponderado en el período de análisis. Mientras que a, b y c son los parámetros que se determinaron usando mínimos cuadrados.

Además de los cinco índices de agresividad estudiados, se incluyó el valor de precipitación anual promedio (PP) para generar ajustes de curvas con el factor R. Finalmente, para evaluar el desempeño de los ajustes se usó el coeficiente de correlación de Pearson (r) y complementariamente se calculó la eficiencia de Nash-Sutcliffe (N-S).

RESULTADOS

De la individualización de eventos se encontraron un total de 446 en las nueve estaciones en estudio, la mayor cantidad corresponde a 118 eventos en Ojos de San Pedro (OSP) mientras que el menor valor es en Talabre con solo 9.

Se encontraron 56 eventos, en las estaciones Pampa Puno, Ojos San Pedro y Ollagüe, donde el lapso de medición era de 5 o 15 minutos, por lo fue posible comparar la intensidad máxima en 30 minutos con la intensidad máxima en 30 minutos estimada con la relación que presentó mejor desempeño dentro de las siete posibles (Ecuación 8 a Ecuación 14). La comparación se visualiza en la Figura 3.

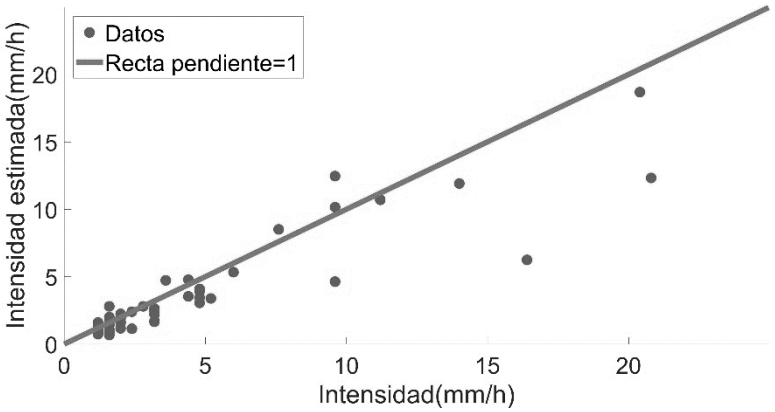


Figura 3.- Comparación entre I_{30} medido e I_{30} estimado

También se calculó la erosividad del evento con la intensidad máxima en 30 minutos con discretización del lapso r de 5 o 15 minutos, según corresponda, y se comparó con la erosividad calculada a partir de la intensidad máxima en 30 minutos estimada con lapso r de una hora. La comparación se presenta de manera gráfica en la Figura 4.

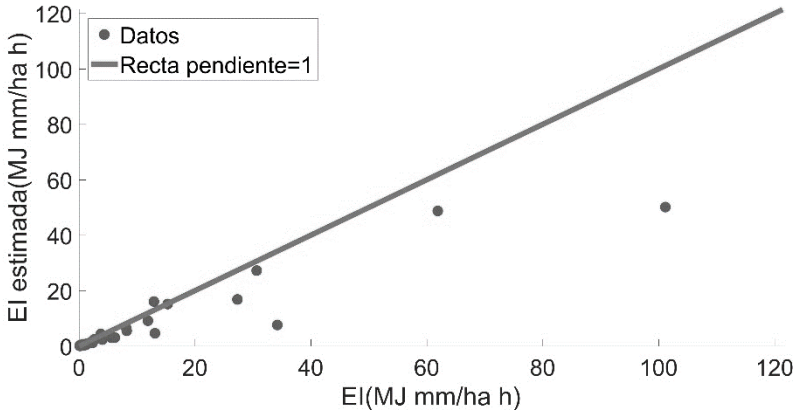


Figura 4.- Comparación entre EI_{30} medido y EI_{30} estimado

Para evaluar el desempeño de las estimaciones se calculó los valores de eficiencia de Nash-Sutcliffe (Tabla 1). El valor de Nash-Sutcliffe para EI_{30} está influenciado por la estimación de I_{30} y en menor medida por la discretización de los lapsos, que se traduce en el cálculo de la energía cinética (E), el cual tiene estimaciones bastantes buenas (Figura 4), con eficiencia de Nash-Sutcliffe de 0.943.

Tabla 1.- Valores de Nash-Sutcliffe para las estimaciones de I_{30} y EI_{30}

Criterio	**I_{30}**	**EI_{30}**
Nash-Sutcliffe	0,787	0,758

Se observa que hay eventos con alta intensidad de precipitación que generan subestimaciones en la erosividad, esto no se debe a un mal ajuste, sino que al prestar atención a los datos se concluye que la medición hecha con ventana fija (1 hora) no es capaz de encontrar la intensidad máxima en una hora por lo que se estima I_{30} a partir de la máxima intensidad horaria.

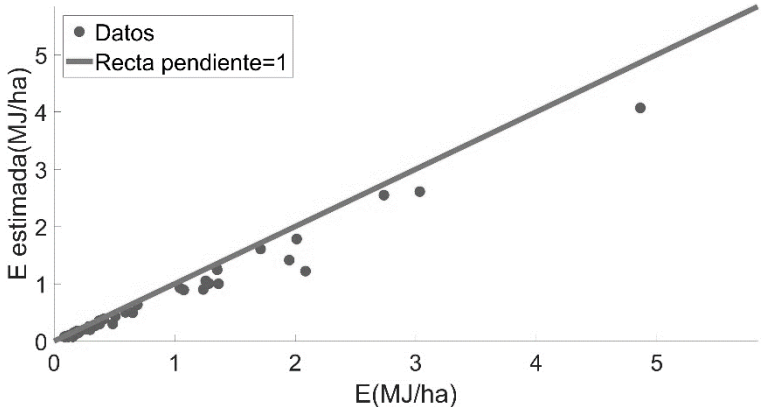


Figura 4.- Comparación entre E medido y E estimado

Del cálculo del factor R se encontró que las estaciones que presentan los extremos de precipitación anual corresponden a los valores extremos del factor R. En Ojos de San Pedro está el máximo, que corresponde a 52,32 MJ*mm*año^{-1}*ha^{-1}*h^{-1} en Ojos de San Pedro, mientras que en Talabre está el menor valor del factor R, 0,66 MJ*mm*año^{-1}*ha^{-1}*h^{-1}.

En el ajuste de curvas se encontró que la mayoría de los casos la curva potencial con dos parámetros presentaba el mejor ajuste, solo en el caso de la precipitación anual el ajuste lineal presentó mejor desempeño. La Tabla 2 presenta los valores de coeficiente de correlación de Pearson para los distintos ajustes.

Tabla 2.- Coeficiente de correlación para los ajustes de curva

Criterio	**PP**	**IF**	**IMF**	**F**	**IMFM**	**IET**
r	0,98	0,91	0,96	0,93	0,97	0,77

Es posible identificar a la precipitación anual como el mejor indicador para estimar el Factor R, seguida de muy cerca por IMFM e IMF. La Figura 5 muestra la comparación entre Factor R y Factor R estimado a partir del mejor ajuste, que corresponde a R=f(PP), con f una función lineal.

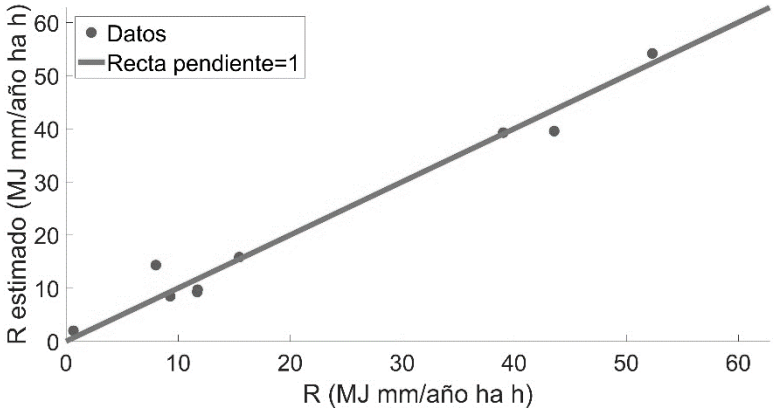


Figura 5.- Comparación entre factor R medido y factor R estimado a partir de PP

Al observar la Figura 5 y la Tabla 2, además de tener en consideración que la eficiencia de Nash-Sutcliffe obtenida para el ajuste usando PP es de 0.974, se afirma que es posible estimar el factor R usando el valor de precipitación anual media.

DISCUSIÓN

El cómputo del factor R requiere datos de precipitación con lapso de medición 30 minutos, el cual rara vez está disponible. Usando estaciones con lapso de medición de una hora se estimó la intensidad máxima en 30 minutos, que al momento de compararlo con ciertas mediciones resultó en subestimaciones debido principalmente a la diferencia entre intensidad máxima en una hora e intensidad máxima horaria, lo cual viene dado por la ventana fija de medición de precipitación que en ocasiones genera diferencias de un 50% entre ambas intensidades. A pesar de esto, la estimación de intensidad máxima en 30 minutos se considera aceptable dado la eficiencia de Nash-Sutcliffe obtenida, pero condiciona notablemente el desempeño de la estimación de la erosividad.

El desafío está en mejorar la estimación de intensidad en función de mejorar la estimación de erosividad, ya que se concluyó que estimación de la energía cinética tiene un excelente desempeño. La opción de perfeccionar la estimación no va por el camino de cambiar la metodología de ajuste sino mas bien acercar la intensidad máxima en una hora al valor de intensidad máxima horaria.

De los resultados de los ajustes es posible concluir que los índices de agresividad correlacionan de buena manera con el factor R; la gran parte con valores sobre 0,9, salvo el índice de erosividad total (0,77). La precipitación anual promedio presentó el mejor desempeño lo que da a entender que no es necesario realizar cálculos de mucha complejidad para estimar el factor R en la zona de estudio. Por lo que sería posible evaluar el comportamiento espacial de la erosividad conociendo la variación espacial del monto anual de precipitación.

Hay que tener en consideración que el factor R medido no sigue el procedimiento de la USLE, ya que se usó una estimación de I_{30} a partir de intensidad máxima horaria por lo que el desafío está en mejorar la eficiencia de estimación del EI_{30} por sobre el análisis del comportamiento espacial del factor R en el área de estudio.

REFERENCIAS

Angulo-Martínez, M. y S. Begueria (2009) "Estimating rainfall erosivity from daily precipitation records: A comparison among methods using data from the Ebro Basin (NE Spain)" *Journal of Hidrology*, Vol. 379, No. 1, pp. 111-121.

Castelán, R., V. Tamariz, G. Linares y A. Cruz (2013) "Agresividad de las precipitaciones en la subcuenca del río San Marcos, Puebla, México" *Investigaciones Geográficas, Boletín del Instituto de Geografía, UNAM*, Vol. 328, No. 83, pp. 28-40.

De Luis, M., J.C. González, J. Raventós, J.R. Sánchez y J. Cortina (1997) "Distribución espacial de la concentración y agresividad de la lluvia en el territorio de la comunidad valenciana" *Cuaternario y Geomorfología*, Vol 11 No. 3-4, pp. 33-44.

De Luis, M., J.C. González-Hildago, M. Brunetti y L.A. Longares (2011) "Precipitation concentration changes in Spain 1946–2005" *Natural Hazards and Earth System Science,* Vol 11, No. 5, pp. 1259-1265.

DMC (2010) *Climatología de Chile*. Dirección Meteorológica de Chile-DMC

Ferro, V y P. Porto (1999) "A comparative study of rainfall erosivity estimation for southern Italy and southeastern Australia" *Hydrological Sciences*, Vol 44, No. 1, pp. 3-24.

García-Bartual R., M. Schneider (2011) "Estimating Maximum Expected Short-Duration Rainfall Intensities from Extreme Convective Storms" *Phys. Chem Earth (B)*, Vol 26, No 9, pp 675-681.

Hernando D., M.G. Romana (2016) "Estimate of the (R)USLE rainfall erositivy factor from monthly precipitation data in mainland Spain" *Journal of Iberian Geology*, Vol. 42, No. 1, pp. 113-124.

Lobo, D., D. Gabriels, F. Ovalles, F. Santibañez, M.C. Moyano, R. Aguilera, R. Pizarro, C.

Sangueza y N. Urra (2005) *Guía metodológica para la elaboración del mapa de zonas áridas, semiáridas y subhúmedas secas de América Latina y el Caribe*. CAZALAC. Unesco

Lobo, G. y C. Bonilla (2015) "Effect of temporal resolution on rainfall erosivity estimates in zones of precipitation caused by frontal systems" *Catena*, Vol. 135, pp. 202-207.

Loureiro, N. y M. Coutinho (2001) "A new procedure to estimate the RUSLE EI30 index, based on monthly rainfall data and applied to the Algarve region, Portugal" *Journal of Hidrology*, Vol. 250, No. 2001, pp. 12-18.

Olivares, C. (2009) "Determinación del comportamiento de las precipitaciones y de su agresividad climática, en las regiones del Bío-Bío y de la Araucanía" *Memoria de título Ingeniero Forestal. Escuela de Ingeniería Forestal*. Universidad de Talca. Chile

Renard, K. y J. Freimund (1993) "Using monthly precipitation data to estimate the R-factor in the revised USLE" *Journal oh Hydrology*, Vol. 157, No. 1994, pp. 287-306.

Salas, J. D. (2000) "Hidrología de zonas áridas y semiáridas" *Ingeniería del agua*, Vol. 7, No. 4, pp. 409-429.

Sen, Z. (2008) *Wadi Hydrology*. CRC Press. New York

Vega, M. B. y J.M. Febles (2008) "La agresividad de la lluvia en áreas rurales de la provincia La Habana como factor de presión en la sostenibilidad agroambiental" *II Seminario Internacional de Cooperación y Desarrollo en espacios rurales Iberoamericanos. Sostenibilidad e Indicadores*. Almería, España

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

MODELOS HIDROLÓGICOS DE APOYO A LA GESTIÓN DE LOS RECURSOS HÍDRICOS EN LA CUENCA BINACIONAL DEL RÍO CUAREIM/QUARAÍ

Christian Chreties[1], Rafael Kayser[2], Magdalena Crisci[1], Angela Gorgoglione[3], Walter Collischonn[2].

(1) Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental (IMFIA), Facultad de Ingeniería, Universidad de la República, Uruguay. (2) Instituto de Pesquisas Hidráulicas – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil. (3) Dirección Nacional de Aguas (DINAGUA), Ministerio de Vivienda Ordenamiento Territorial y Medio Ambiente (MVOTMA), Uruguay. E-mail: chreties@fing.edu.uy; rafael.hbkayser@gmail.com; mcrisci@fing.edu.uy; agorgoglione@mvotma.gub.uy; waltercollischonn@gmail.com.

RESUMEN:

La cuenca binacional del río Cuareim, está ubicada en el límite norte de Uruguay con Brasil. Dicha cuenca ocupa aproximadamente 14500 km^2 de extensión, y en particular en su zona media y baja, presenta suelos con aptitud para el cultivo de arroz. El desarrollo de este cultivo, ha sido posible en la región sobre la base de la construcción de un gran número de represas en ambas márgenes del río Cuareim, asociadas a productores individuales medianos a grandes, así como la autorización de tomas de extracción directa para pequeños productores. El carácter bi-nacional de la cuenca junto con la intensidad, magnitud y presión por el uso de agua para riego, impone la necesidad de acordar una gestión compartida integrada y sustentable de los recursos hídricos. Atendiendo esa necesidad, se han desarrollado modelos hidrológicos para la estimación de caudales diarios en la cuenca, modelos hidrológicos de gestión del recurso (oferta/demanda para riego), que junto con su integración a técnicas de análisis de escenarios (WISA), constituyen una herramienta fundamental para la evaluación y discusión de políticas de gestión de los recursos hídricos compartidos en el ámbito de la cuenca.

ABSTRACT:

The Cuareim watershed, with a surface equal to 14500 km^2, is located at the northern border between Uruguay and Brazil. The central and southern areas of this basin are characterized by soils that are suitable for rice cultivation. In this region, the crop growth and development have been possible thanks to the building of several dams on both sides of the Cuareim catchment for medium/large plantations, as well as direct intake grants for small farms. The bi-national feature of the basin along with the intensity, magnitude, and pressure for irrigation water use, imposes the need to have an agreement aimed to guarantee an integrated, sustainable, and shared management of the basin water resources. Based on this need, hydrologic models have been developed with the aim of estimating the daily flow of the basin, along with hydrologic models for water management (supply/irrigation demand). In this study, these tools, coupled with a scenario analysis technique (WISA), represent a fundamental instrument for the evaluation and discussion of policies for the shared water resources management in the watershed.

PALABRAS CLAVES: Gestión de Recursos Hídricos; Cuencas Transfronterizas, Riego.

INTRODUCCIÓN

El río Cuareim, límite natural norte de Uruguay con Brasil, ocupa una cuenca de aproximadamente 14800 Km^2, 55% en margen uruguaya y 45 % en margen brasilera (Figura 1, izquierda). La cuenca alta con cierre en las ciudades fronterizas de Artigas (Uruguay) y Quaraí (Brasil), presenta las pendientes más pronunciadas (1.96 m/Km) y suelos poco profundos (< 40 cm espesor), con baja capacidad de almacenamiento y rápida respuesta frente a eventos de lluvia. Además, presentan serias limitaciones de arraigamiento de las pasturas, por lo cual poseen grandes dificultades para su explotación agrícola y ganadera. Por el contrario, los suelos de la cuenca media y baja son de mayor profundidad (entre 40 y 120 cm), más baja pendiente y muy aptos para el desarrollo ganadero y agrícola, particularmente el cultivo de arroz. Desde el punto de vista regional, se trata de una de las zonas de mayor pobreza y limitaciones en cuanto al desarrollo socio-económico del Uruguay. En ese contexto, la actividad arrocera es el principal motor económico de la población y por ende su desarrollo sustentable resulta fundamental. Teniendo en cuenta los altos consumos de agua requeridos para el riego de arroz (10000 -15000 m^3/has/zafra) y la importante variabilidad climática interanual existente en la región, la solución tecnológica para productores medios a grandes (superficies de cultivo superiores a 50 has) ha sido en su gran mayoría el almacenamiento de agua mediante embalses. La Figura 1 (derecha) da cuenta de esta situación y del nivel de intensidad del uso del recurso hídrico en la cuenca. En dicha figura se presenta la ubicación de los 309 embalses existentes en la margen brasilera y los 114 embalses de margen uruguaya, que permiten acumular en su conjunto hasta 725 Hm^3. (Chreties, C. 2016).

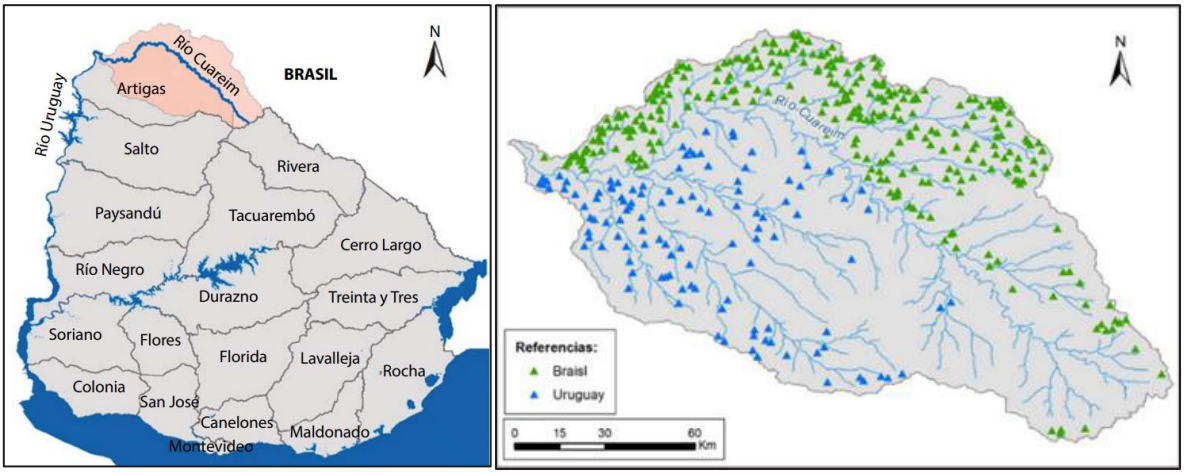


Figura 1.- Ubicación de la cuenca transfronteriza del río Cuareim (izquierda). Localización de embalses en la cuenca del río Cuareim. Azul: margen uruguaya, verde: margen brasilera (derecha).

En el caso de las tomas de extracción directa, si bien estas tienen menor impacto en cuanto al volumen utilizado, constituyen la posibilidad de riego para los pequeños productores o el riego de áreas complementarias. Existen 108 usuarios registrados de extracción directa entre ambas márgenes cuyo caudal autorizado total es 35 m^3/s. (CIC- Plata, 2016). Otro aspecto de relevancia de la cuenca es su carácter bi-nacional, imponiendo la necesidad de acordar una gestión compartida de los recursos hídricos al menos en las siguientes situaciones: autorizaciones de uso del recurso, prioridades, limitaciones por margen, resolución de conflictos en época de escasez hídrica, fiscalización y cobro. El modo de gestionar los recursos hídricos, ha sido una de las asimetrías más evidentes entre ambas márgenes de la cuenca. Para acordar y llevar adelante una gestión unificada de los recursos hídricos en la cuenca resulta fundamental tener conocimiento de la oferta del recurso (cantidad de agua) distribuida en la cuenca, así como de la demanda actual (permisos de uso existentes) por cada usuario (embalses y tomas). El conocimiento de la oferta del recurso debe considerarse en el contexto de la variabilidad climática a la que está sometida esta zona del continente, y por lo tanto, debe surgir del análisis de series históricas de las variables climáticas. Las actividades que se describen en este trabajo tuvieron como objetivo el desarrollo de: i) un

modelo hidrológico distribuido para representar los caudales diarios naturales en cualquier punto de la cuenca (oferta) ii) un modelo de oferta/demanda del recurso que habilite la evaluación de diferentes formas de gestionar la cuenca, como paso previo a la gestión binacional acordada. En particular, este último modelo permitirá estudiar los efectos de sobre los usuarios individuales existentes de una nueva autorización (toma/embalse) en cualquier punto de la cuenca. iii) presentar un ejemplo de análisis para la toma de decisión en la cuenca integrando los modelos desarrollados y la técnica WISA de evaluación de escenarios.

MODELO HIDROLÓGICO DE CAUDALES NATURALES: OFERTA DE AGUA

Fue implementado el modelo hidrológico MGB-IPH (Collischonn, 2007) en toda la cuenca del río Cuareim. Se trata de un modelo distribuido basado en unidades irregulares ("minibacias" o "mini-cuencas"), construidas a partir de un modelo digital de terreno de la cuenca. La cuenca del río Cuareim fue discretizada en 402 mini-cuencas con un área media de aproximadamente 35 km^2 (Figura 2). Dentro de cada "mini-cuenca", se identifican unidades de igual respuesta hidrológica (URH) agrupadas por tipo y uso de suelo presente en la mini-cuenca. El escurrimiento es generado en cada URH realizando un balance a la capa superficial del suelo, caracterizada por su almacenamiento máximo. Para el cálculo del escurrimiento superficial, la capa superficial del suelo se representa por un gran número de reservorios de diferentes capacidades de almacenamiento, representados por una función de distribución. A partir de dicha representación del suelo se considera que toda precipitación que cae sobre una porción de suelo saturada genera escurrimiento (Todini, 1996). El flujo sub-superficial se obtiene utilizando una función similar a la ecuación de Brooks y Corey (Rawls, et al., 1993), mientras que el flujo de agua subterránea se calcula considerando una relación lineal entre la cantidad de agua almacenada en el suelo y la capacidad máxima de almacenamiento. Una vez obtenidos los escurrimientos superficial sub-superficial y subterráneo para cada URH dentro de cada mini-cuenca, estos se transitan, a través de la mini-cuenca considerando tres reservorios lineales e independientes (uno para cada tipo de escurrimiento) que colectan el flujo generado en todos las URH existentes dentro de la mini-cuenca. Finalmente, el caudal de salida de cada mini-cuenca es posteriormente transitado por la red de drenaje a través del método de Muskingum-Cunge. (Crisci et. al, 2015).

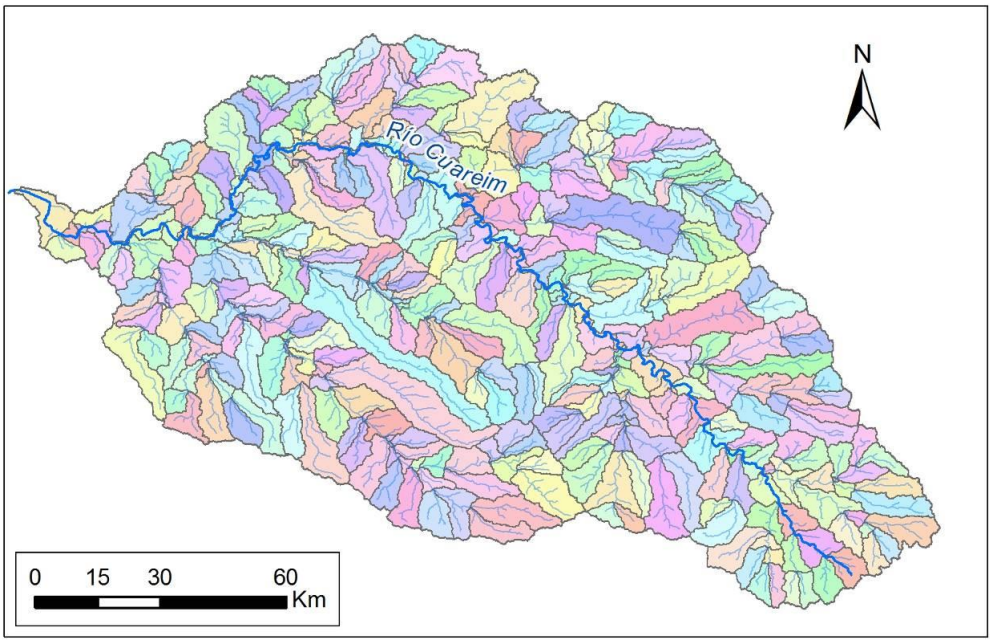


Figura 2.- Mini-cuencas definidas para la implementación del modelo MGB-IPH.

El modelo utiliza series de precipitaciones y evapotranspiración diarias obtenidas de estaciones pluviométricas y meteorológicas uruguayas y brasileras cuya ubicación se presenta en la Figura 3.

Los 9 parámetros básicos del modelo fueron calibrados y validados utilizando la información de la estación hidrométrica del río Cuareim ubicada en Artigas (Código: 84.1, DINAGUA), cuya cuenca abarca aproximadamente 4500 Km^2 y donde el volumen almacenado en embalses es poco significativo (Figura 3). La descripción de los parámetros del modelo y su rango de variación sugerido de acuerdo a trabajos antecedentes se presenta en la Tabla 1.

Tabla 1.- Parámetros básicos del modelo MGB-IPH.

Parámetro	Descripción	Rango sugerido
Wm (mm)	Capacidad máxima de almacenamiento de la capa superficial del suelo. Depende del tipo de suelo. Un valor para cada URH.	50 - 1000
b	Representa la variabilidad del volumen máximo de los reservorios que representan a la capa superficial del suelo. Depende del tipo de suelo y de la profundidad del mismo. Afecta el escurrimiento superficial. Un valor para cada URH.	0.12 - 1.6
*K*int (mm/d)	Tasa de flujo de agua sub-superficial cuando el suelo se encuentra saturado. Depende del tipo de suelo. Afecta al escurrimiento sub-superficial. Un valor para cada URH.	4 - 40
XL	Índice de porosidad del suelo. Depende del tipo de suelo. Afecta al escurrimiento sub-superficial. Un valor para cada URH.	~0.67
*K*bas (mm/d)	Tasa de flujo de agua subterránea cuando el suelo se encuentra saturado. Depende del tipo de suelo. Afecta al escurrimiento subterráneo. Un valor para cada URH.	0.05 - 5
Wc	Parámetro sin significado físico, que evita valores negativos e inestabilidades del modelo. Un valor para cada URH. En general, no se recomienda utilizar valores distintos a 0.1.	0.1
Cs	Multiplica al tiempo de concentración para definir el tiempo de respuesta superficial de las minicuencas. Afecta el caudal de salida superficial. Un valor único para todas las URH.	1 - 20
Ci	Multiplica al tiempo de concentración para definir el tiempo de respuesta sub-superficial de las minicuencas. Afecta el caudal de salida sub-superficial. Un valor único para todas las URH.	50 - 200
TKB (h)	Tiempo de respuesta del flujo subterráneo de las minicuencas. Afecta el caudal de salida subterráneo. Un valor único para todas las URH.	1200 - 8000

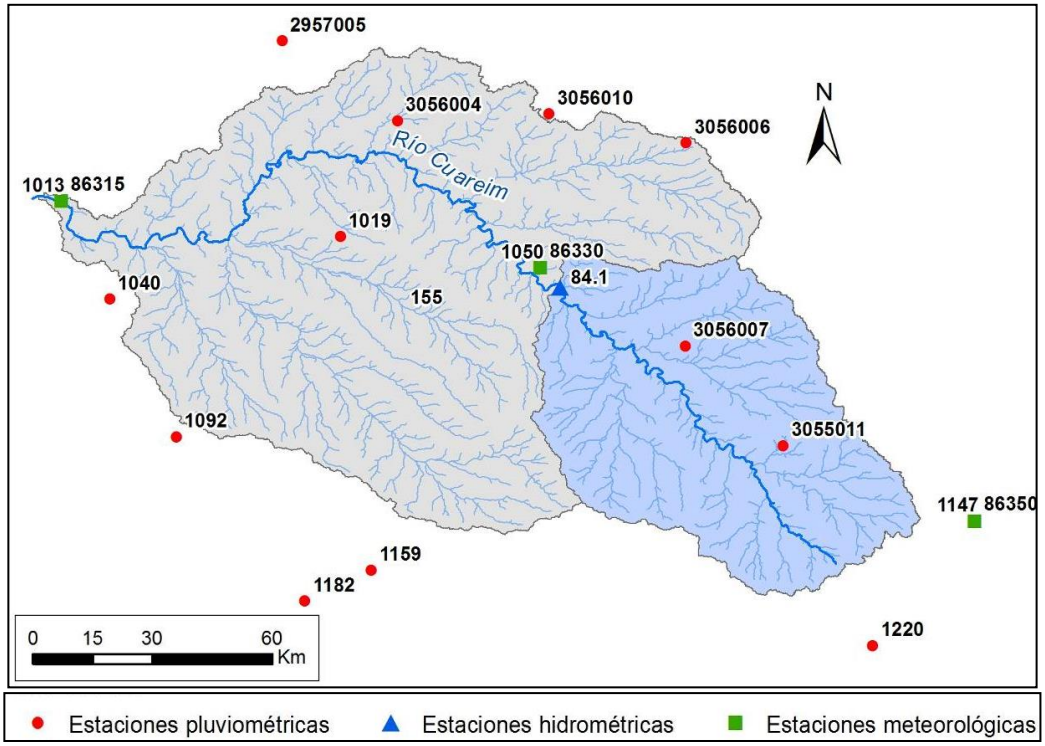


Figura 3.- Localización de las estaciones pluviométricas, meteorológicas e hidrométricas utilizadas para el modelo hidrológico diario MGB-IPH.

MODELO HIDROLÓGICO DE GESTION SIGBaH-Irriga: OFERTA- DEMANDA

Fue implementado un modelo distribuido de balance hídrico para tramos de cauces y embalses en toda la cuenca del río Cuareim (SIGBaH-Irriga). En dicho modelo, la oferta de agua en cada tramo de cauce o cuenca de aporte a un embalse se caracteriza en base a los resultados del modelo hidrológico MGB-IPH (desacoplado), mientras que las demandas en cada punto resultan de los datos brindados por los organismos de gestión hídrica de cada país. Para cada tramo de río se realiza un balance considerando los ingresos (resultados para ese tramo del modelo MGB-IPH) y egresos de caudal (demandas por tomas). En el caso de los embalses, el balance se traduce en la aplicación de la ecuación de continuidad al volumen almacenado, donde su variación resulta igual a la diferencia entre entradas y salidas. Para las salidas se reconoce la demanda para riego, evaporación del lago y el caudal vertido por el aliviadero. Las entradas son la precipitación sobre el embalse y los ingresos de caudal aguas arriba, caracterizados por el balance hídrico del trecho de rio aguas arriba del embalse. El caudal extraído del embalse para riego se determina en base al área a ser plantada en la zafra. Dicha área se determina en base al volumen almacenado en cada embalse en el mes de octubre. Con esa información y el consumo por hectárea fijada para toda la cuenca, se determina el caudal extraído para riego en cada embalse (Kayser et. al, 2017). El paso de tiempo adoptado es semanal, acorde a la frecuencia de precipitación en la cuenca y adecuado para asumir despreciable el tránsito hidrodinámico en los embalses. El balance se realiza de manera continua y en cada paso de tiempo se actualiza el volumen y superficie en cada embalse, así como los caudales de los trechos que varían por efecto de vertidos de embalses.

WISA: ANÁLISIS DE ESCENARIOS

La técnica de análisis de escenarios WISA: “What If Scenario Analysis”, (Gorgoglione, A. 2018) ayuda a explorar trayectorias de cambio en un sistema que divergen de las condiciones actuales, visualizando el análisis de posibles estados o eventos futuros alternativos. Esta técnica proporciona una forma dinámica y flexible de evaluar las políticas o las acciones concretas de planificación en un territorio, como puede ser una cuenca hidrográfica. Los escenarios no son predicciones o pronósticos; sino más bien, son situaciones plausibles y frecuentemente descripciones simplificadas de cómo el futuro puede basarse en un conjunto coherente e internamente consistente de suposiciones sobre los forzantes y las relaciones clave en un sistema. WISA permite la exploración de impactos potenciales, riesgos, beneficios y oportunidades de gestión derivadas de una variedad de situaciones futuras plausibles. En este trabajo, el enfoque WISA se utilizó junto con los modelos hidrológicos de caudales naturales y de gestión previamente presentados. Esta combinación contribuye a disminuir la brecha entre la investigación y la toma de decisión política, haciendo visible cómo nuevas concesiones de agua en la cuenca afectarán la disponibilidad hidrológica en la totalidad de la cuenca, y permitiendo a los responsables de la toma de decisiones prepararse de manera efectiva y llegar a acuerdo en el ámbito bi-nacional. En este estudio, se abordó un proceso WISA de tres etapas: 1) Definición de escenarios, 2) Construcción de escenarios y 3) Análisis y evaluación de escenarios. Durante la primera etapa, los investigadores (IMFIA-IPH) colaboraron con los responsables de la toma de decisiones (DINAGUA) en identificar: por un lado los factores clave de origen físico/hidrológico que controlan el sistema en estudio y por otro los factores o intereses desde el punto de vista de la toma de decisiones sobre el desarrollo de la cuenca. Sobre esta base, se seleccionaron y determinaron dos escenarios:

- Escenario 0: Línea de base que representa el funcionamiento actual de la cuenca.
- Escenario 1: Instalación de dos grandes represas multi-prediales (de gestión privada) en la cuenca del arroyo Tres Cruces (margen uruguaya), con objetivo de aumentar la producción potencial de arroz en la margen uruguaya de la cuenca en aproximadamente 4500 has.

El Escenario 0 resulta de la aplicación desacoplada del modelo hidrológico de caudales naturales y el modelo hidrológico de gestión para la situación actual de demandas en la cuenca. El Escenario 1 responde a la oportunidad y vocación presente en la cuenca de aumentar la producción arrocera, así como la regulación hídrica en períodos de sequías. Estudios antecedentes (Crisci et. al, 2010) dan cuenta de la viabilidad técnica/económica de proyectos de embalses multi-prediales ubicados en la cabecera de la cuenca del arroyo Tres Cruces, cumpliendo con los fines antes mencionados. Estos embalses estarían ubicados en la zona de cabecera de la cuenca (Figura 4 izquierda), aprovechando la mayor capacidad de escurrimiento de esa zona y permitirían aumentar hasta 4500 has el área potencial de cultivo en plantaciones ubicadas en la cuenca baja, donde la aptitud de los suelos para el cultivo de arroz es buena a muy buena (Figura 4 derecha). El análisis de este escenario interesa desde el punto de vista de la gestión integrada (bi-nacional) de la cuenca, pues en extremo y si no se realiza un correcto análisis, la construcción de estas represas en margen uruguaya, podría ocasionar un diferendo bi-nacional. En efecto, en la reunión binacional celebrada en Febrero de 2016 en Montevideo, donde participaron especialistas técnicos y encargados de organismos de gestión de recursos hídricos de ambos países, la delegación brasilera manifestó su preocupación sobre la posible construcción de estas represas en margen uruguaya, en el entendido que las mismas pudieran reducir la disponibilidad de agua en las tomas brasileras existentes en la zona de cuenca aguas abajo. Frente a esta situación, la integración de los modelos hidrológicos desarrollados para la cuenca y el análisis WISA, constituye una herramienta fundamental de apoyo a la toma de decisiones y así está siendo implementada por la DINAGUA.

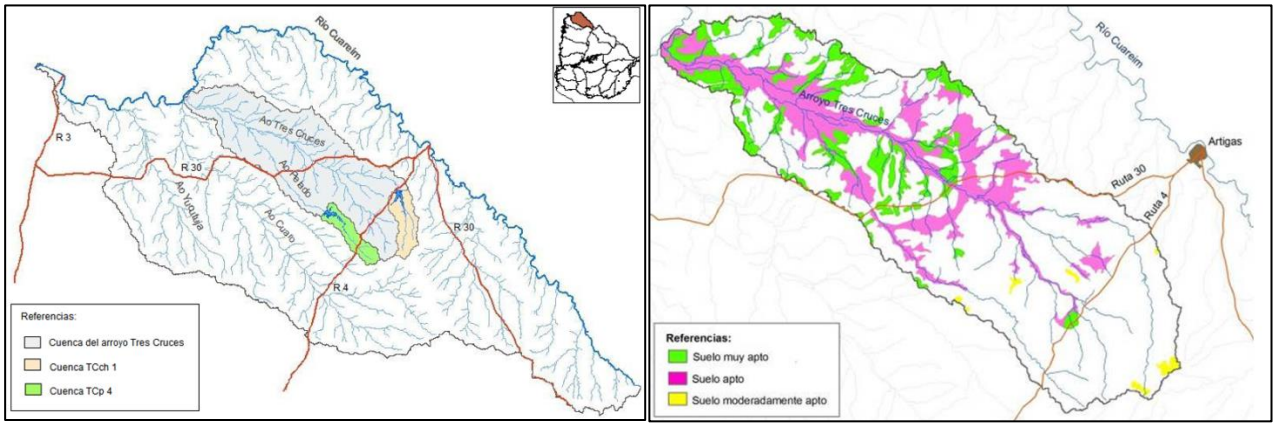


Figura 4.- Localización de las represas multi-prediales en la cuenca del arroyo Tres Cruces (izquierda). Distribución espacial de aptitud de suelos para cultivo de arroz en la cuenca del arroyo Tres Cruces (derecha)

La segunda etapa de la técnica WISA, corresponde a la construcción de los escenarios. Para ello, se implementaron en el modelo de gestión SIGBAH-Irriga, los dos proyectos de represas propuestas en Crisci et. al, 2010. Las características principales de las mismas se presentan en la Tabla 2.

Tabla 2.- Características principales de las represas multi-prediales proyectadas en la cuenca del arroyo Tres Cruces.

Represa	Área cuenca (km^2)	Volumen mínimo (hm^3)	Volumen máximo (hm^3)	Altura presa (m)
1	99.1	0.007	77.7	23
4	125.2	0.007	75.3	26

El propósito de estas represas es aumentar la disponibilidad de agua en la cuenca de Tres Cruces y así lograr aumentar el área de riego en potenciales plantaciones ubicadas aguas abajo, donde se encuentran suelos aptos para el cultivo, aún no aprovechados. En ese sentido, el proyecto preveía la fijación de un caudal regularizado durante todo el año de 0.04 m^3/s, por fuera de la demanda propia de riego. Si bien esta propuesta resulta muy razonable para la etapa de proyecto, a

efectos prácticos, interesa también evaluar un escenario (Escenario 1) de incumplimiento donde ese caudal regulado sea liberado entre abril y octubre, mientras que en los meses de zafra de riego (noviembre-marzo) el mismo sea cero. En este sentido, se construyen dos Escenarios 1 (1.1 y 1.2) con un caudal regularizado de 0.04 m^3/s solamente en época inter-zafra (Escenario 1.1) y un caudal regularizado de 0.04 m^3/s todo el año (Escenario 1.2).

Para los Escenarios 0 y 1.1 y 1.2 construidos en el modelo de gestión, se realizan las simulaciones de 25 años (1991-2015, período donde se dispone de la información completa para el modelo) y se obtienen los resultados que se analizan en la tercera etapa del proceso WISA, lo que se presentan en el siguiente apartado de este trabajo.

RESULTADOS

Modelo hidrológico de caudales naturales

En la Figura 5 y Tabla 3, se presentan los resultados de la calibración y validación del modelo hidrológico MGB-IPH en base a los datos de caudal observado en Artigas. Los resultados muestran un desempeño por demás aceptable para el cálculo de caudales diarios naturales que habilita su extensión aguas abajo de Artigas. Por su parte, en la Tabla 4 se presentan los resultados de los valores de los parámetros del modelo calibrados, organizados por URH.

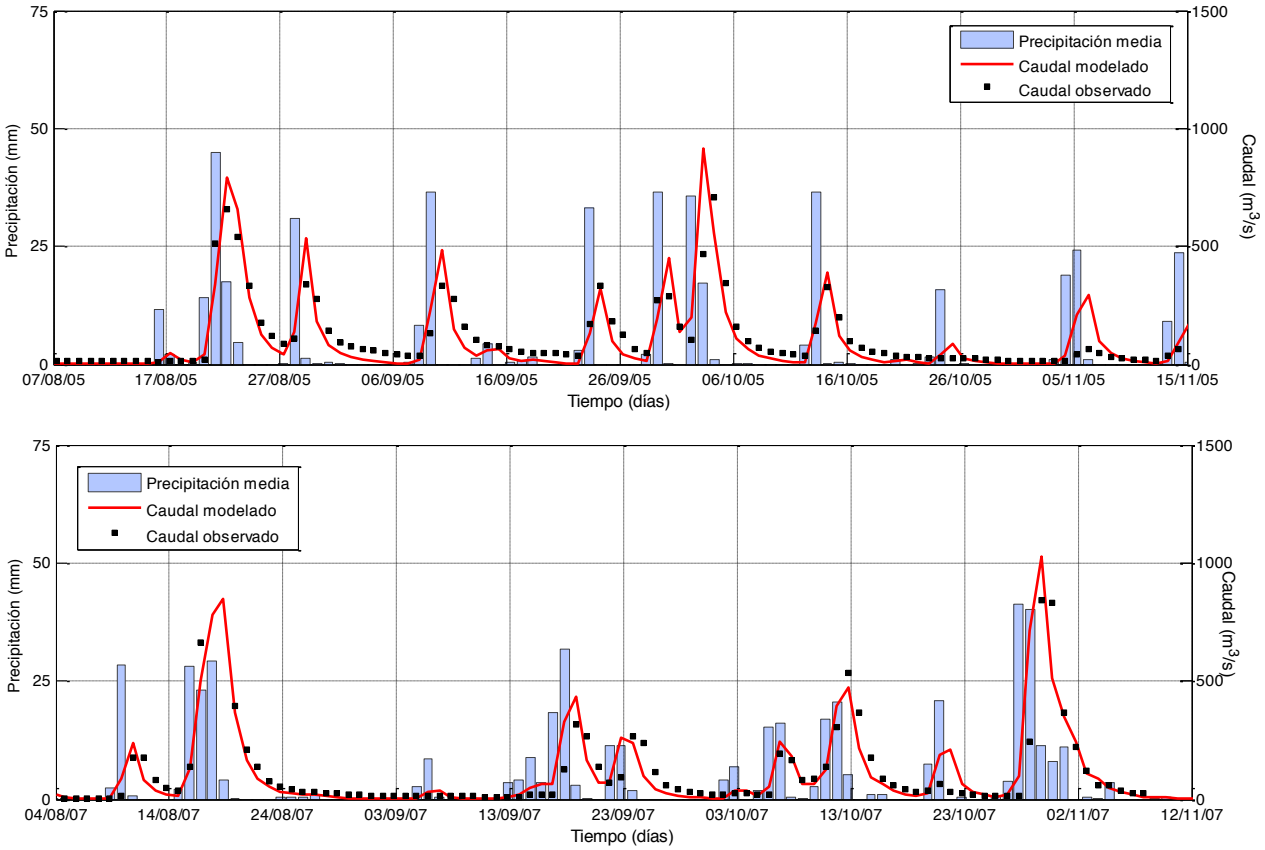


Figura 5.- Serie de caudales diarios simulados (rojo) con MGB-IPH y observados (negros) en la estación hidrométrica Artigas. (Validación)

Tabla 3.- Resultados de funciones objetivo en la calibración del MGB-IPH. NS: Nash-Suttcliff, ΔV: Diferencia de Volumen de escorrentía.

Indicador	Calibración	Validación		Total
	2001-2004	1/5/2005 al 30/11/2005	1/7/2007 al 31/12/2007	2001-2007
NS	0.80	0.76	0.81	0.77
ΔV	4.10	-3.70	-9.32	4.42

Tabla 4.- Resultados de los parámetros calibrados del modelo MGB-IPH.

URH	Wm	b	Kbas	Kint	XL	Wc
Pastura + Superficial	47.9	1	0.01	4	0.67	0.1
Pastura + Profundo	225.3	1	0.01	4	0.67	0.1
Pastura + Planicie	71.4	1	0.01	4	0.67	0.1
Arroz + Superficial	47.9	1	0.01	4	0.67	0.1
Arroz + Profundo	225.3	1	0.01	4	0.67	0.1
Arroz + Planicie	71.4	1	0.01	4	0.67	0.1
Bosque + Superficial	47.9	1	0.01	4	0.67	0.1
Bosque + Profundo	225.3	1	0.01	4	0.67	0.1
Bosque + Planicie	71.4	1	0.01	4	0.67	0.1
Agua	0	0	0	0	0	0

Cs	15	Ci	100	TKB	876

Modelo hidrológico de gestión- SIGBaH-Irriga

En cuanto al modelo hidrológico de gestión, su desempeño fue analizado a partir de la capacidad de representar la evolución del volumen/superficie de cada embalse de la cuenca, así como la evolución interanual de las áreas cultivadas de arroz a nivel de cuenca. La evolución de la superficie real de cada embalse, fue aproximada a partir del procesamiento de imágenes satelitales. La superficie simulada para cada embalse surge combinando el volumen simulado en cada semana del balance hídrico y las curvas volumen-superficie obtenida del proyecto de cada obra. La Figura 6 (izquierda), muestra para un caso particular el adecuado desempeño del modelo. El área cultivada real se obtiene a partir de datos del Instituto Riograndense de Arroz (IRGA, Brasil) y la Asociación de Cultivadores de Arroz (ACA, Uruguay).

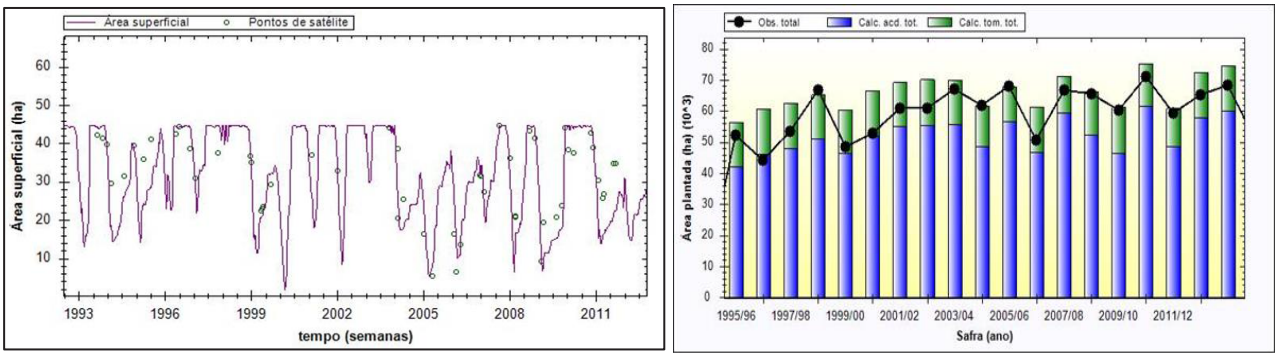


Figura 6.- Evolución temporal del área embalsada simulada vs. estimada por imágenes satelitales, para un embalse particular (Izquierda). Área plantada de arroz registrada (negra) y simulada asociada a embalses (azul) y tomas (verde) en toda la cuenca (derecha).

El área cultivada simulada, se obtiene a partir de sumar el caudal extraído en cada embalse simulado adicionando el caudal máximo autorizado por tomas, dividido la demanda por hectárea (12000 m^3/zafra). En la Figura 6 (derecha), se presenta la comparación entre ambas áreas a nivel de cuenca, discriminando por contribución de embalses y tomas. La incertidumbre en cuanto al uso de agua por las tomas es del orden del caudal autorizado, por lo cual el resultado mostrado en la Figura 6 es muy satisfactorio.

Por su parte, en la Figura 7 se presenta como ejemplo para una toma sobre el río Cuareim, la evolución temporal para 15 años, del área de arroz regada en relación al área potencial plantada. Asimismo, se presenta los resultados, semana a semana, del caudal de demanda de la toma atendida (efectivamente disponible/utilizada) en relación al caudal de demanda autorizada (pretendida) para

la toma. Como puede observarse, en base a esta herramienta, es posible analizar el efecto sobre los usuarios existentes, de una nueva autorización de uso del recurso en la cuenca (toma o embalse). Es posible también, analizar la efectividad en el cumplimiento de la demanda de una propia toma (o embalse).

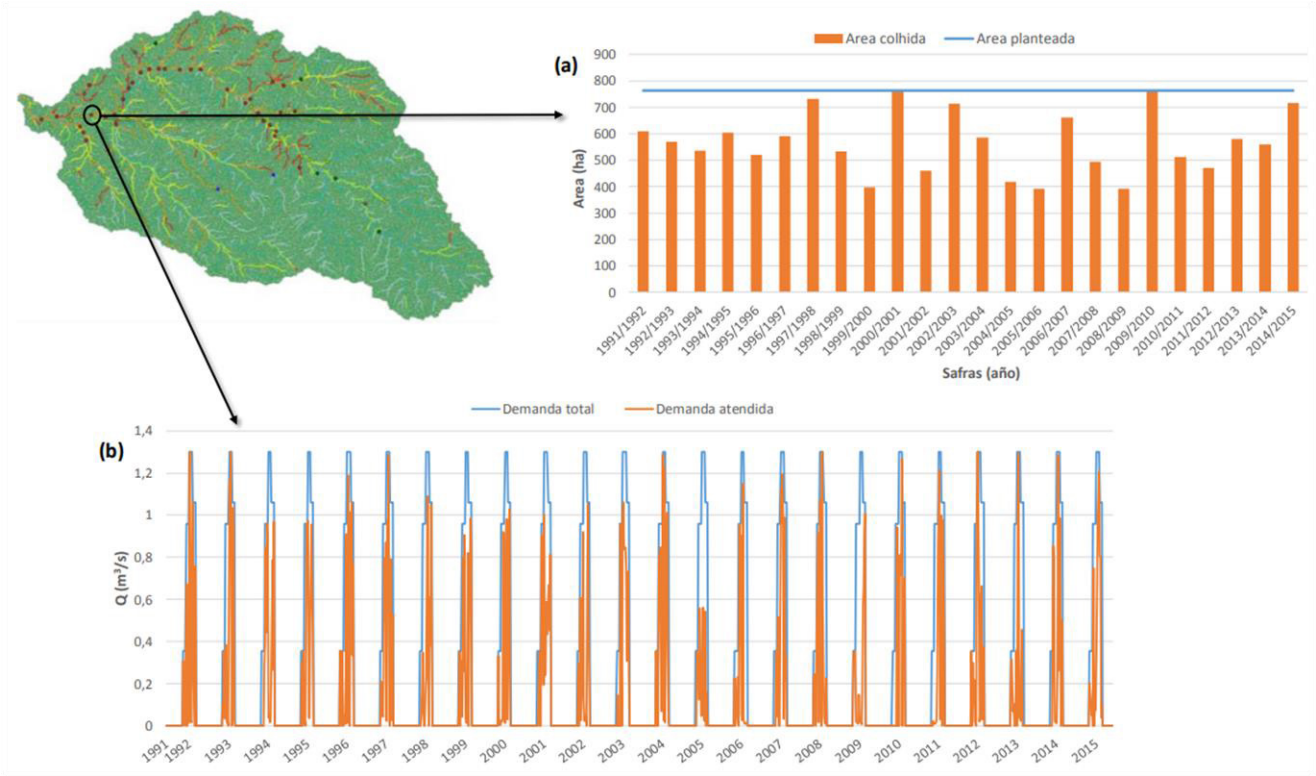


Figura 7.- Ejemplo de resultados del modelo de gestión para una toma sobre el río Cuareim. (a) Evolución temporal del área de arroz regada en relación al área potencial plantada. (b) Demanda de la toma atendida (efectivamente satisfecha) en relación a la demanda autorizada para la toma.

Análisis de escenarios WISA

En la Tabla 5 se presentan los resultados de la satisfacción de la demanda para cada una de las tomas ubicadas aguas abajo de las represas de regulación proyectadas, para los dos escenarios planteados en el análisis WISA (etapa 3). La ID de las tomas están ordenadas desde aguas arriba hacia aguas abajo. Como puede apreciarse en la tabla, las diferencias de satisfacción de demanda entre cada escenario son inferiores al 3%, siendo el efecto de las represas decreciente conforme se recorren las tomas hacia aguas abajo. Desde el punto de vista del impacto de las represas sobre tomas de Brasil, el mismo es inferior al 1.5%. Es importante destacar, que estos valores de satisfacción de la demanda integran 15 los años de simulación, por lo tanto, para las zafras más secas, el impacto puntual puede ser mayor.

En cuanto al Escenario 1.2 (caudal regulado todo el año), los resultados muestran una menor afectación que el Escenario 1.1 en la satisfacción de la demanda de las tomas consideradas. En particular, para el caso de las tomas brasileras, la máxima diferencia con el Escenario 0, es de una reducción de 0.88%. Es importante destacar, que las tomas ID 31, 32 y 33, no experimentan diferencias entre el Escenario 1.2 y el Escenario 0. Como puede desprenderse de los resultados, el Escenario 1.2 es menos impactante sobre las tomas brasileras que el Escenario 1.1. Sin embargo, a efectos prácticos, el Escenario 1.2 implica el cumplimiento de una descarga de agua permanente de las represas durante la zafra de riego, aspecto singular en épocas de escasez hídrica.

Tabla 5.- Resultados de eficiencia en satisfacción de la demanda para las tomas sobre el río Cuareim localizadas aguas abajo de la desembocadura del arroyo Tres Cruces (donde se ubican las represas) en el Cuareim.

ID Toma	Margen	Escenario 0	Escenario 1.1	Diferencia
70	UY	94.05%	91.17%	2.88%
72	UY	99.54%	98.65%	0.98%
71	UY	97.36%	96.72%	0.64%
48	UY	93.71%	92.41%	1.3%
28	BR	83.81%	82.43%	1.38%
50	UY	83.63%	82.24%	1.39%
29	BR	83.81%	82.43%	1.38%
30	BR	74.92%	74.04%	0.88%
31	BR	91.19%	91.16%	0.03%
32	BR	91.19%	91.16%	0.03%
33	BR	91.19%	91.16%	0.03%
49	UY	91.12%	91.09%	0.03%

CONCLUSIONES

Fue implementado, calibrado y validado el modelo hidrológico MGB-IPH en la cuenca del río Cuareim, mostrando un adecuado desempeño en la estimación de los caudales diarios naturales en cualquier punto de la cuenca. Además, fue desarrollado un modelo hidrológico de gestión (SIGBaH-Irriga) capaz de representar la evolución de volumen de cada embalse en la cuenca, las áreas cultivadas de arroz y la satisfacción de la demanda en las tomas. El modelo de gestión, también permite evaluar la satisfacción de una nueva demanda así como su potencial efecto para los usuarios existentes. La integración de ambos modelos (hidrológico y gestión), con la técnica de análisis de escenarios WISA, permite evaluar diferentes propuestas de planificación o manejo de la misma: política de autorizaciones, construcción de represas de regulación, implementación de caudal ambiental, medidas de adaptación a escenarios de cambio climático. En este trabajo, se mostró como desde la autoridad de aguas de Uruguay (DINAGUA), es posible evaluar el impacto potencial de la construcción de dos represas multiprediales en margen uruguaya, sobre usuarios del recurso pre-existentes de margen brasilera. Es importante destacar, que los modelos hidrológicos desarrollados para esta cuenca, están aceptados como herramienta de gestión para ambos países, por lo que los resultados encontrados integrados a la metodología WISA resultan una base sólida confiable para la discusión binacional en el ámbito de la cuenca. La participación e interacción entre la componente técnica hidrológica, los usuarios/sociedad civil organizada en la cuenca y los organismos de gestión de recursos hídricos, durante el proceso de desarrollo de modelos y evaluación de escenarios, constituye un elemento esencial para la adopción de políticas eficientes de gestión del recurso en la cuenca.

REFERENCIAS

Collischonn, W.; Allasia, D.; Bnedito, C.; Tucci, C. (2007). "The MGB-IPH model for large-scale rainfall—runoff modelling", *Hydrological Sciences Journal*, 52:5, pp. 878-895.

Collischonn, W.; Silveira, A.; Kayser, R. (2016). "Sistema de Gerenciamento de Bacias HidrográficasMódulo de Irrigação: SiGBaH-Irriga. Manual Técnico: Descrição do Modelo. Programa Marco para a Gestão Sustentável dos Recursos Hídricos da Bacia do Plata". *Projeto Piloto Demonstrativo Cuareim – Quaraí. https://drive.google.com/file/d/0B1CDpnDPA5HMUnJBMHNrVjE4a1E/view 2.*

Crisci, M.; Chreties, C.; Silveira, S. (2015). "Simulación hidrológica continua en la cuenca del río Cuareim con el modelo MGB-IPH" *INNOTEC,* Vol. 10, pp. 40-48.

Crisci, M.; Fernández, M.; Trambauer, P.; Terra, R. (2010). "Sistema regional de riego por gravedad para la producción de arroz-pasturas en la cuenca del arroyo Tres Cruces". *XXIV Congreso Latinoamericano de Hidráulica,* Punta del Este, Uruguay, noviembre 2010.
Chreties, C. (2016). "Proyecto piloto demostrativo para la resolución de conflictos de usos de agua en la cuenca del río Cuareim". Documento Resumen. CIC-Plata, Buenos Aires, Argentina.
Genta, J.L.; Chreties, C.; Sordo, A.; Gussoni, A.J.; Molfino, J.H. (2005). "Balances hídricos superficiales en la cuenca del Río Cuareim con fines de gestión del recurso agua y el impacto en las crecientes". Reporte Técnico. DNH-MTOP-IMFIA-UdelaR., Montevideo, Uruguay.
Gorgoglione, A. (2018). "Sistema de Gerenciamento de Bacias Hidrográficas Módulo de Irrigação: SiGBaH-Irriga.- What If Scenario Analysis (WISA)" Technical Report, DINAGUA-MVOTMA.
Kayser, R.; Chreties, C.; Crisci, M.; Collischonn, W. (2017). "Estimativa da variacao da producao interanual de cultivo irrigado em uma bacia hidrográfica a partir da modelagem hidrológica". *Proceedings of the XXII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos,* Florianópolis, Brasil.
Rawls, W.J., Ahuja, L.R., Brakensiek, D.L. y Shirmohammadi, A. (1993). "Infiltration and soil water movement". En: Maidment, B.D. *Handbook of hydrology*. New York: McGraw-Hill. Chapter, 5.1-5.
Todini, E. (1996). "The ARNO rainfall-runoff model." En*: Journal of Hydrology,* 175(1), pp.339-382.

AGRADECIMIENTOS

Los autores de este artículo agradecen la contribución realizada por la Ing. Silvana Alcoz (DINAGUA) aportando información relevante de la cuenca en materia de gestión integrada del recurso.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

METODOLOGÍA PARA LA DESAGREGACIÓN ESPACIAL DE CAMPOS DIARIOS DE PRECIPITACIÓN CON MODELOS REGRESIVOS APLICADA PARA COLOMBIA

S. Vergara[1], J. P. Rendón-Álvarez[2], O. D. Álvarez[1]., P. A. Arias[1]
[1] Escuela Ambiental, Facultad de Ingeniería, Universidad de Antioquia. Medellín, Colombia.
[2] Escuela de Geociencias y Medio Ambiente, Facultad de Minas, Universidad Nacional de Colombia, Medellín.
santiago.vergara@udea.edu.co, jprendona@unal.edu.co, odavid.alvarez@udea.edu.co, paola.arias@udea.edu.co

RESUMEN:

Los conjuntos de datos de precipitación global son una herramienta útil para fines hidrológicos. En este documento se presenta una metodología estadística que tiene como objetivo mejorar la aplicabilidad de tales datos y se basa en la implementación de un modelo regresivo entre la precipitación, la elevación y el Índice de Vegetación de Diferencias Normalizadas (NDVI, por sus siglas en inglés) para desagregar los conjuntos de datos de precipitación que están a resoluciones gruesas. Para probar las capacidades de esta propuesta se procesan los datos de precipitación para Colombia obtenidos a partir de los productos ofrecidos por la Misión para la Medición de la Lluvia de Tropical (TRMM) y los del proyecto "Climate Hazards Infrared Precipitation with Stations" (CHIRPS), a partir de modelos regresivos con el producto de NDVI obtenido de "Moderate-resolution Imagin Spectroradiometer" (MODIS) y un Modelo Digital de Elevación (MDE) de la "Shuttle Radar Topography Mission" (SRTM). Se producen campos de precipitación con una resolución de 1000 metros y se evalúan utilizando datos medidos en pluviómetros. Los campos medios multianuales muestran una buena representación de la distribución espacial de la precipitación en el área de estudio, mientras que la comparación con las estaciones pluviométricas muestra una representación aceptable de la distribución de lluvia y la variabilidad intra-anual.

ABSTRACT:

Global precipitation datasets are a useful tool for hydrological purposes. This paper exposes a statistical methodology that aims to improve the applicability of such products. The methodology is based on the implementation of a regressive model between rainfall, elevation and the Normalized Difference Vegetation Index (NDVI), to downscale precipitation datasets at coarse resolutions. To test the capabilities of this proposal, this work processes precipitation data for Colombia obtained from the products offered by the Tropical Rainfall Measure Mission (TRMM) and Climate Hazards Infrared Precipitation with Stations (CHIRPS), using proxies such as the datasets of NDVI from the Moderate-resolution Imagin Spectroradiometer (MODIS) and the Digital Elevation Model (DEM) from the Shuttle Radar Topography Mission (SRTM). Precipitation fields with a 1000 meters resolution are produced and evaluated using rain gauge data. The multiannual mean fields show a good representation of the well-known spatial distribution of precipitation in the study area, while the comparison with the rain gauge stations shows an acceptable representation of the rain distribution and the principal intra-annual variability.

PALABRAS CLAVES: Desagregación; Precipitación; Análisis regresivo

INTRODUCCIÓN

Uno de los principales objetivos del avance investigativo en las ciencias de la atmósfera apunta a establecer las interacciones entre el ambiente y la actividad antrópica, por lo que la disponibilidad de registros que permitan revelar el comportamiento histórico de las variables que intervienen en los procesos atmosféricos es esencial en esta labor. La adquisición de datos atmosféricos por parte de los usuarios de información ambiental no siempre es posible, especialmente en países en desarrollo, donde estos registros son escasos, lo que reduce los alcances de los estudios ambientales y la integración entre la ciencia aplicada y la toma de decisiones. Por esta razón, diferentes organizaciones a nivel mundial ofertan libremente productos de diferentes variables, que se obtienen del trabajo colectivo de la comunidad científica internacional con sensores remotos y modelos de circulación global (GCMs, por sus siglas en inglés). Dentro de estos productos se destacan aquellos que se centran en la precipitación (Funk et al., 2015; Kummerow et al., 1998), por ser esta variable el insumo básico del análisis hidrológico convencional. No obstante, estos productos generalmente ofrecen campos con una resolución espacial insuficiente para el análisis local de procesos físicos.

Diferentes investigadores se han interesado en superar tales limitaciones prácticas y han ideado metodologías de desagregación espacial para obtener campos de resolución fina a partir de los productos climatológicos disponibles, procedimiento comúnmente conocido como "*downscaling*" (Wilby & Fowler, 2010). Durante las últimas décadas se han realizado recopilaciones de métodos de desagregación espacial de variables climatológicas, dentro de las que se proponen diferentes clasificaciones para los procedimientos que se implementan basadas en los fundamentos teóricos subyacentes, concordando en que existen dos grandes grupos de modelos de desagregación: técnicas basadas en la solución explicita de la dinámica física del sistema atmosférico, y técnicas empíricas que utilizan relaciones identificadas entres las observaciones de las variables (Fowler et al., 2007). Las aproximaciones empíricas se fundamentan en la identificación de relaciones estadísticas entre diferentes variables, que se obtienen a partir de las observaciones disponibles. Bajo este enfoque conceptual, la precipitación ha sido asociada con el Índice de Vegetación de Diferencias Normalizadas (NDVI por sus siglas en inglés). Partiendo de esta variable, se ha planteado la desagregación de productos de precipitación obtenidos con instrumentos de teledetección, a partir de modelos regresivos que involucran al NDVI, mostrando resultados satisfactorios para diferentes regiones a escalas temporales anuales y mensuales (Duan & Bastiaanssen, 2013; Immerzeel, Rutten, & Droogers, 2009). No obstante, para la implementación de los campos desagregados en el análisis de disponibilidad hídrica en cuencas no instrumentadas, se hace necesario tener datos a escala diaria, por lo que estos análisis se quedan cortos. Similarmente, diversos autores han mostrado la existencia de una relación entre la precipitación y la elevación del terreno en los Andes colombianos (Álvarez-Villa et al., 2011; Hurtado-Montoya & Mesa-Sánchez, 2014; Oster, 1979; Snow, 1976; Vélez et al., 2000), y esta variable también ha sido incluida dentro de algunas propuestas metodológicas de desagregación empírica buscando capturar fenómenos de la precipitación inducidos por la topografía (Fang et al., 2013; Xu et al., 2015).

Dentro de este contexto, en este trabajo se propone una metodología de desagregación estadística de los productos diarios de precipitación de la Misión para la Medición de la Lluvia Tropical (TRMM, por sus siglas en inglés) (Kummerow et al., 1998) y del proyecto "*Climate Hazards Infrared Precipitation with Stations*" (CHIRPS) (Funk et al., 2015), a partir de modelos regresivos con el producto de NDVI, obtenido del *"Moderate-resolution Imagin Spectroradiometer"* (MODIS) (Didan & Huete, 2006), y un Modelo Digital de Elevación (MDE) de la "*Shuttle Radar Topography Mission*" (SRTM) (Zandbergen, 2008). Esta propuesta metodológica se implementa para el territorio de Colombia, buscando ejemplificar las necesidades de información ambiental que se pueden suplir bajo estos esquemas de desagregación. En este sentido, se busca obtener una serie diaria de campos de precipitación con una resolución espacial útil para análisis locales.

DATOS Y MÉTODOLOGÍA

Datos

Respecto a los datos, cabe destacar que la primera base de datos de precipitación analizada hace parte de la TRMM, misión bajo la cual se realizaron mediciones sistemáticas de precipitación y energía, es decir, mediciones de calor latente de condensación, en regiones tropicales y subtropicales del mundo, mediante instrumentos de microondas y radiométricos, a partir de las cuales es posible obtener la distribución de la precipitación a escala casi global (Kummerow et al., 1998). La TRMM ofrece productos de precipitación a diferentes escalas espacio-temporales; para este estudio es de interés el subproducto 3B42, que provee valores de precipitación distribuidos con una resolución espacial de 0,25° y una resolución temporal de 3 horas. Los registros que se adquirieron se extienden desde comienzos del año 1998 hasta la actualidad, gracias a la extensión de los registros ofrecida por la Misión de Medida de la Precipitación Global (GPM), que reemplaza a TRMM tras su salida en Agosto de 2015 (Hou et al., 2014). La segunda base de datos corresponde a la ofrecida por el CHIRPS, la cual se administra y mantiene por el Centro para la Observación de los Recursos de La Tierra y la Ciencia, del Servicio Geológico de los Estados Unidos. Esta base de datos se genera utilizando como insumo el producto 3B42 de la TRMM, pero incorporando registros de estaciones ubicadas en tierra para la corrección de desviaciones. Lo anterior le permite disminuir la resolución espacial de los campos de precipitación a 0,05° y extender su periodo de registro, que va desde 1981 hasta la actualidad, con una resolución temporal de 1 día (Funk et al., 2015). Además de los productos satelitales de precipitación satelitales, se hace necesaria la adquisición de series de precipitación de estaciones pluviométricas para realizar la validación de la metodología, las cuales se proveen por parte del Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales de Colombia (IDEAM).

Los datos que se adquieren de NDVI son el producto MOD13Q1 del MODIS, administrado por la NASA, base de datos que cuenta con campos de NDVI con una resolución espacial de 250 m, una resolución temporal de 16 días y un periodo de registros desde el año 2000 hasta la actualidad (Didan & Huete, 2006; Solano, Didan, Jacobson, & Huete, 2010).

Finalmente, y ante el relevante papel que desempeña la orografía en la génesis de la precipitación de la zona de estudio, el procedimiento de desagregación propuesto en este trabajo es complementado con datos de elevación sobre el nivel del mar. Para ello, se emplea el Modelo Digital de Elevación (DEM, por sus siglas en inglés) de la STRM, misión administrada también por la NASA. El producto presenta una fina resolución espacial, de 1” de arco (aprox. 30m en sobre el Ecuador) y una cobertura casi global (Zandbergen, 2008).

A manera de resumen, la Tabla 1 presenta las principales características de cada una de las bases de datos empleadas en este trabajo.

Tabla 1.- Resumen de las características de las bases de datos espaciales seleccionadas para ejecutar la propuesta metodológica de desagregación.

Base de Datos	Variable	Producto	Resolución Espacial	Resolución Temporal	Cobertura Temporal
TRMM	Precipitación	3B42	0.25°	3 horas	1998-2016
CHIRPS	Precipitación	N/A	0.05°	1 día	1981-2016
MODIS	NDVI	MOD13Q1	250m	16 días	2000-2016
STRM	Elevación	SRTM1 V3.0	1”	N/A	N/A

Aunque la motivación de este trabajo está dada por los requerimientos de información ambiental a escala local donde esta es escasa, la metodología propuesta se aplica para toda Colombia, con el objetivo de mostrar las capacidades y los alcances de los modelos regresivos que se pretenden implementar. Ahora bien, para evaluar las potencialidades de la metodología para el territorio colombiano, se procesan las bases de datos de precipitación a partir del 01 de enero del 2001 hasta el 31 de diciembre del 2015. Para aplicar la metodología de desagregación en primer

lugar se realiza un preprocesamiento de los datos que permita obtener los campos de cada variable en un mismo sistema de coordenadas planas para todos los campos. Los campos de todas las variables se proyectan al sistema de coordenadas planas MAGNA-SIRGAS-Colombia Bogotá Zone, bajo el cual se encuentra que los mapas de TRMM poseen una resolución espacial de 28 km, mientras que los de CHIRPS tienen una resolución de 5km. Así, se propone evaluar el modelo de desagregación a las resoluciones de 28, 40, 60, 80, y 100 kilómetros para los datos de TRMM, y 5, 20, 50, 75 y 100 kilómetros para CHIRPS. Debido a limitaciones en términos de la capacidad de almacenamiento y de procesamiento computacional, la metodología se aplica para obtener precipitación a una resolución de 1000 km, aunque se insiste en el hecho de que es posible obtenerlos hasta a 250 m.

Finalmente, para la validación de la metodología que se plantea, se eligen diferentes estaciones meteorológicas del catálogo ofrecido por el IDEAM, de acuerdo a la distribución espacial que muestra la **Figura 1** en donde se puede identificar que cada estación elegida se nombra según la región hidrológica en donde se ubica, como una muestra de las características de la precipitación en cada región. Se muestra también la clasificación por áreas hidrográficas definida por el IDEAM, como una referencia espacial de las regiones que cada estación representa. Además, la **Tabla 2¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** muestra los nombres y códigos de las estaciones seleccionadas dentro del inventario del IDEAM y la identificación que se le asigna a cada una para este trabajo. Para estas estaciones se realiza un análisis comparativo entre las series medidas y las series que se obtienen de extraer los valores de precipitación de los pixeles colocalizados con las estaciones para el periodo de análisis, validando la metodología en términos de su aporte al ajuste de los campos de precipitación respecto a las medidas en superficie. En este sentido, el análisis de la validación se realiza a escala diaria, mensual, y multianual.

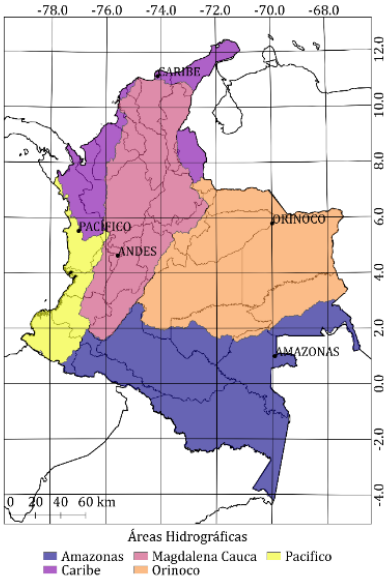


Figura 1.- Distribución espacial de las estaciones para la validación.

Tabla 2.- Estaciones utilizadas para la validación del procedimiento de desagregación.

CODIGO IDEAM	NOMBRE IDEAM	IDENTIFICACIÓN
15010010	MINCA	CARIBE
26120160	SALENTO	ANDES
42070030	VILLAFATIMA	AMAZONAS
55010010	PIE DE PATO	PACÍFICO

Metodología

La base conceptual de la metodología de desagregación de productos de precipitación que se propone en este trabajo se centra en la relación que esta variable presenta con el NDVI (Wang, Rich, & Price, 2003) y la elevación (Álvarez-Villa et al., 2011). El NDVI es un índice que da cuenta de la actividad vegetal y su incremento, en un periodo temporal. Puede interpretarse como una consecuencia del aumento en la disponibilidad hídrica, que a su vez es desencadenada por el crecimiento de las precipitaciones en periodos temporales previos. Por otra parte, la orografía representa una barrera natural a las corrientes de vientos y desempeña un papel fundamental en el

ascenso, la condensación y posterior precipitación de parcelas de aire cargadas de humedad; de igual manera, limita el acceso de la humedad a ciertas regiones geográficas, que se caracterizan por poseer características climatológicas áridas.

Por lo anterior, en este trabajo se propone encontrar relaciones empíricas entre la precipitación, el NDVI y la elevación, mediante un procedimiento de regresión multivariada con mínimos cuadrados ordinarios, bajo la suposición de que estas relaciones de asociación se mantienen invariantes con el cambio de escala espacial. De esta forma, es posible encontrar modelos de regresión a la escala espacial de los productos de precipitación, para luego aplicarlas a la escala fina de los productos de NDVI y elevación, con el objetivo de estimar campos desagregados de precipitación diaria. Conceptualizaciones similares se han planteado en otras investigaciones, pero su aplicación se ha centrado en la desagregación de campos anuales y mensuales (Fang et al., 2013; Immerzeel et al., 2009; Jia et al., 2011), y un único tipo de modelo de regresión. En este trabajo se propone evaluar modelos lineales, potenciales y exponenciales entre las variables, y seleccionar de entre ellos el de mejor ajuste, según el coeficiente eficiencia de Nash-Stucliffe E_{ns} (Nash & Sutcliffe, 1970), ampliamente implementado en el ámbito hidrológico. Las expresiones matemáticas a utilizar se muestran en las Ecuaciones [1], [2] y [3]:

$$P' = a\exp(bI)\cdot\exp(cH) \quad [1]$$

$$P' = aI^bH^c \quad [2]$$

$$P' = a + bI + cH \quad [3]$$

Donde P' es la precipitación del modelo de regresión, H es la elevación, I es el NDVI y a, b y c son parámetros de regresión. Las relaciones de las ecuaciones *[1], [2]* y *[3]* deben ser evaluadas a diferentes escalas espaciales, donde la variación de escala debe comenzar con la escala de los productos de precipitación e irse incrementando. Para este fin, se implementa un algoritmo de agregación por medio del promedio ponderado con el área de las celdas. Por otro lado, como la escala temporal a la que se quiere llegar es diaria, y el NDVI se encuentra disponible para intervalos de 16 días, se desarrolla una estrategia para solventar las incompatibilidades temporales entre las bases de datos. Wang et al., (2003) concluyen que existe un rezago entre el momento en el que se produce la precipitación y el momento en que se incrementa la actividad vegetal, donde el NDVI presenta una estrecha relación con rachas de precipitación de varios días. En este sentido, para la aplicación de esta metodología se propone promediar la precipitación en diferentes intervalos de tiempo, buscando mejorar el ajuste y adaptar la metodología a la discretización temporal disponible de NDVI. Además, se plantea encontrar un intervalo de agregación óptimo para promediar la precipitación de manera que la metodología represente correctamente la relación física entre la lluvia y el índice de vegetación presentado.

De esta manera, para identificar la configuración del intervalo de agregación de la precipitación, escala espacial, tipo de modelo y parámetros con la cual se optimice la regresión (es decir, con la cual se obtenga un mejor valor para E_{ns} al implementar el modelo), la metodología realiza el ajuste para cada mapa de NDVI disponible, promediando la precipitación desde esa fecha hacia atrás, y variando la escala espacial al final de este proceso. En este sentido, lo que se obtiene a partir de aplicar el modelo no es un campo de precipitación diaria sino un estimado de la precipitación promedio para el intervalo de tiempo óptimo, que termina en la fecha en que se encuentran datos de NDVI. Como la base de datos de NDVI está en intervalos de 16 días, las precipitaciones promedio P' obtenidas de la regresión también tienen una resolución temporal de 16 días, aunque el intervalo óptimo puede ser de más días, por lo que para cada mapa de la base de datos del índice de vegetación se obtiene un tipo de modelo, un conjunto de parámetros y un intervalo de agregación óptimos.

Luego de identificar la configuración del modelo con la función, los parámetros, el intervalo de agregación y la escala espacial que en conjunto optimicen los resultados para cada dato de NDVI disponible (cada 16 días), se puede obtener la precipitación promedio en el intervalo de tiempo a

partir del modelo empírico P'. Además, entre cada estimación proporcionada por el modelo de regresión y el valor promedio de los datos originales de precipitación en el mismo intervalo de agregación óptimo P, se puede calcular un residual a la escala espacial de las bases de datos de lluvia, como muestra la Ecuación [4].

$$\varepsilon = P - P' \quad [4]$$

Posteriormente, los residuales calculados con esta ecuación conforman un campo ε a la resolución espacial gruesa óptima, cada 16 días. Utilizando un algoritmo de interpolación IDW, los residuales son reescalados a la resolución objetivo de la desagregación, generándose así un nuevo campo de residuales $\boldsymbol{\varepsilon'}$.

Posteriormente, es posible calcular el campo de precipitación acumulada en el intervalo aplicando los mismos parámetros y el mismo modelo a la escala espacial del producto de NDVI. Al adicionar el campo de residuales y el campo de precipitación del modelo de regresión, ambos a la escala de desagregación, se obtiene el producto de precipitación $\boldsymbol{P}^*$, de acuerdo a la Ecuación [5].

$$P^* = P' + \varepsilon' \quad [5]$$

Aquí, $\boldsymbol{P}^*$ es el campo de precipitación desagregado espacialmente, acumulado en el intervalo de tiempo óptimo. Al repetir el procedimiento para todos los días en los que existe información de NDVI, se puede obtener una base de datos a la escala de 250 m, que se encuentra agregada temporalmente en los intervalos óptimos calculados para cada campo a una resolución temporal de 16 días.

Finalmente, para distribuir la precipitación acumulada cada 16 días a la escala diaria, se propone una ponderación por un factor de contribución diario ω. Este factor se obtiene de la relación entre la precipitación del día de interés y la precipitación acumulada en el intervalo óptimo, ambos campos referentes a los datos originales de lluvia, como se muestra en la Ecuación [6].

$$\boldsymbol{\omega_i} = \frac{P_i}{P_{acum}} \quad [6]$$

Este campo de precipitación acumulada se calcula de forma tal que el día final de la acumulación sea el próximo día en que se encuentra un campo de NDVI, en relación al día de interés. De esta forma, se obtiene un campo del factor para cada día a la escala espacial óptima que puede ser reescalado a la escala del NDVI, similarmente a como se propone proceder para los residuales, obteniéndose un nuevo campo desagregado $\boldsymbol{\omega_i'}$. Este factor cuantifica la cantidad de agua que aporta cada día sobre promedio.

Para obtener entonces el campo de precipitación desagregada para cada día, se propone ponderar el campo de precipitación acumulada desagregado, disponible a 16 días, por el campo del factor reescalado de contribución diaria. De forma equivalente a la precipitación acumulada para calcular los factores de contribución, cada campo de precipitación agregada temporalmente a la escala del NDVI se utiliza para calcular los campos diarios de precipitación desagregada de los 15 días inmediatamente anteriores y el mismo día en que este se ubica, que es el final del intervalo de agregación óptimo (i.e. el día en que hay un campo de NDVI), para un total de 16 días de cálculo por campo acumulado. Así, para calcular la precipitación desagregada de un día de interés $\boldsymbol{P_i^*}$, se ubica temporalmente el campo de precipitación acumulada que le corresponde y se multiplica por el factor de contribución del día particular. En otras palabras, para obtener la serie de campos diarios desagregados, se recorre la serie de campos acumulados desagregados y se pondera cada uno con los índices de los 15 días anteriores y del mismo día, según la Ecuación [7].

$$P_i^* = \omega_i' * P^* \quad [7]$$

En resumen, esta propuesta metodológica para la desagregación de campos de precipitación primero los agrega espacialmente aún más y luego los agrega temporalmente, para posteriormente realizar la desagregación espacial a la escala deseada, y concluye con la desagregación temporal de la precipitación a escala diaria.

RESULTADOS Y ANÁLISIS

Análisis regresivo

La Tabla 3, Tabla 4, Tabla 5 y Tabla 6 muestran la caracterización de los resultados en términos de los coeficientes de determinación, los intervalos de agregación, los tipos de modelo y los parámetros, respectivamente, obtenidos al aplicar la metodología de desagregación para las bases de datos de TRMM y CHIRPS. Estos resultados muestran que efectivamente existen relaciones entre la precipitación, el NDVI y la elevación del terreno en la región de estudio, y que estas variables pueden ser utilizadas como indicadores de la lluvia. Lo anterior se basa en los valores del coeficiente E_{ns} que en promedio se obtienen para ambas bases de datos, del orden de 0,36, y en la baja variabilidad presentada, explicada por las desviaciones estándar obtenidas, de cerca del 30% del promedio. También, se encuentra que los intervalos de agregación óptimos presentan valores muy altos, del orden de 6 meses en promedio, periodo que comprende por lo menos una temporada de lluvias hacia atrás, de las que se presentan en el ciclo anual, bien sea para las regiones con ciclos unimodales o bimodales. Queda claro entonces que la vegetación responde a rachas de precipitación y no a eventos, y que su actividad está dominada en gran medida por la variabilidad intra-anual de la precipitación (el ciclo anual). Por otro lado, se encuentra que para la mayoría de los días, el modelo de regresión que mejor describe la relación entre la precipitación, el NDVI y la elevación es de tipo potencial, tanto para TRMM como para CHIRPS, además de que se evidencia una relación directa con la elevación, contrario a lo expuesto por otros autores, quienes sugieren una relación exponencial entre la precipitación y el NDVI (Immerzeel et al., 2009), y que la relación entre precipitación y elevación en los Andes colombianos es directa por debajo del óptimo pluviométrico e inversa por encima de él (Álvarez-Villa et al., 2011).

Tabla 3.- Caracterización del coeficiente de eficiencia de Nash-Stucliffe, E.

Estadísticos	CHIRPS	TRMM
Media	0.36	0.37
Des. Est.	0.13	0.14
Max	0.73	0.73
Min	0.11	0.12

Tabla 4.- Caracterización del intervalo óptimo de agregación.

Estadísticos	CHIRPS	TRMM
Media	166	175
Des. Est.	107	111
Max	359	359
Min	16	16

Tabla 5.- Porcentaje de aplicación de cada tipo de modelo propuesto.

Modelo	CHIRPS	TRMM
Lineal	2.49%	2.77%
Potencial	79.50%	79.50%
Exponencial	23.82%	23.82%

Tabla 6.- Caracterización de los valore medios de los parámetros de los modelos.

Parámetros	CHIRPS	TRMM
a	6.81	7.40
b	1.36	1.58
c	0.09	0.07

Desagregación

La Figura 2 muestra una comparación entre los mapas de precipitación promedio anual multianual de cada base de datos con su respectivo producto desagregado. En esta figura se evidencia la buena representación, por pate de ambas bases de datos, de las características principales de la precipitación en Colombia (Álvarez-Villa et al., 2011), como lo son las altas precipitaciones en la vertiente occidental de la cordillera de los andes, la relativa homogeneidad en la distribución de la lluvia sobre la amazonia colombiana y las bajas precipitaciones sobre la costa

atlántica y las regiones más altas del territorio colombiano, y se ejemplifica el aporte en la ganancia en la representación de la variabilidad espacial de la precipitación que se produce con la desagregación.

Algunos resultados de la desagregación de los campos de precipitación secundaria extraídos de las bases de datos de TRMM se muestran en la **Figura 2**, en la cual se comparan los diferentes campos generados al aplicar el marco conceptual de la desagregación para un producto. Este cuadro comparativo muestra que los valores que arroja el modelo de regresión se distribuyen espacialmente de manera similar a como lo hacen los datos promedio de la base de datos original en el intervalo de acumulación. Además, al incluir el análisis de los campos residuales, se captura parte de las magnitudes de las precipitaciones en el mapa final de desagregación del promedio, sin perder los detalles en la distribución que aportan los campos de NDVI y de elevación a escala de cuenca. También, al calcular el campo de precipitación correspondiente a cada día, se distribuye solamente en aquellas partes donde los datos originales muestran precipitaciones. De este análisis resulta evidente que la metodología de desagregación propuesta añade rugosidad a la variabilidad espacial de la precipitación sobre Colombia, que es precisamente el objetivo planteado al proponer esta metodología.

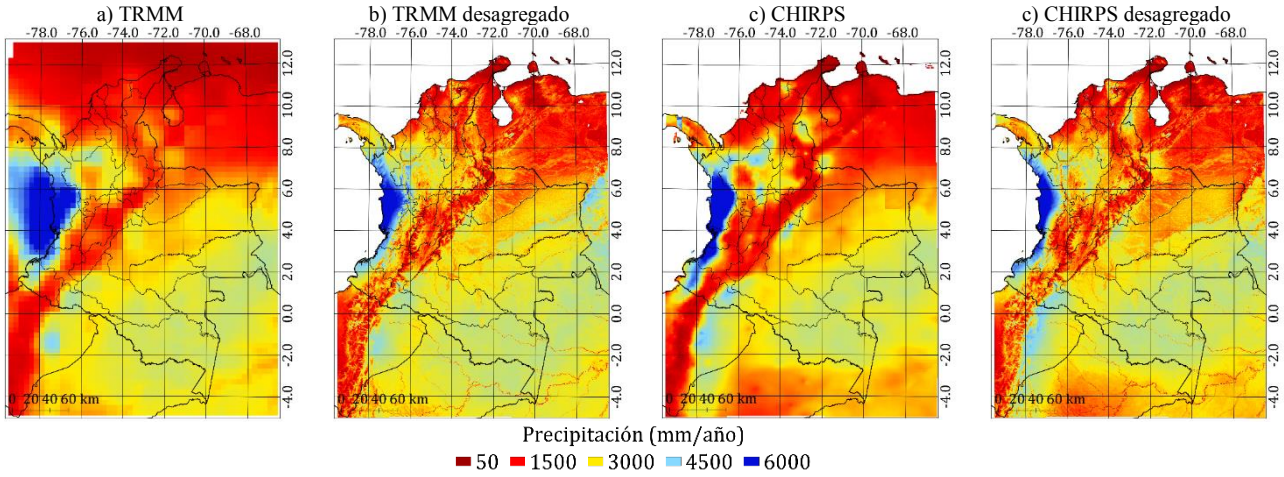
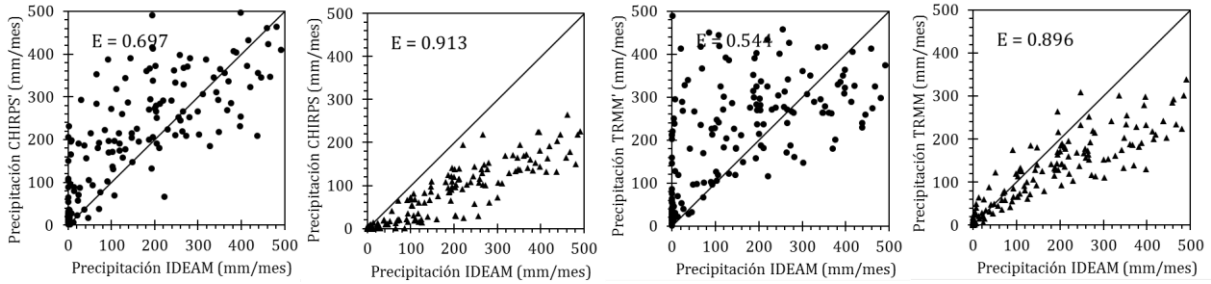


Figura 2.- *Cuadro comparativo de los mapas de precipitación promedio anual multianual.*

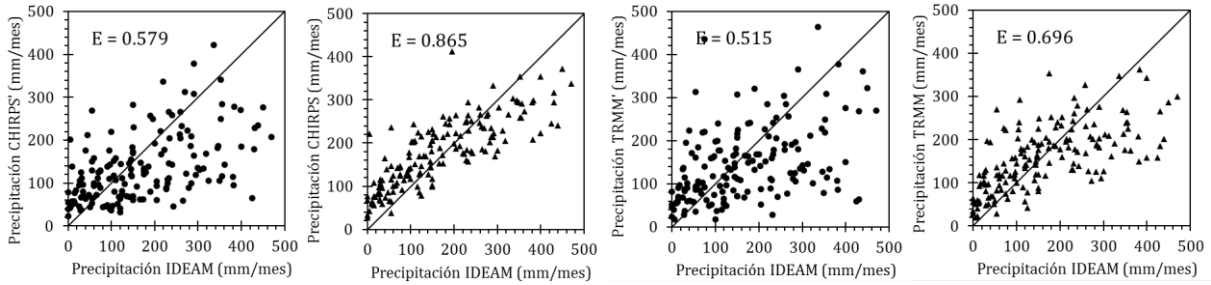
Validación

Para observar de manera gráfica los resultados de este análisis, la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** muestra los diagramas de dispersión de las series mensuales, donde se contrastan los valores de precipitación de las series del IDEAM contra los valores de las series extraídas de los campos originales y de los campos desagregados. En este análisis se emplea una nomenclatura bajo la cual los elementos nombrados TRMM' y CHIRPS' hacen referencia a los productos desagregados, mientras que los nombres TRMM y CHIRPS se asocian a los productos originales. Además, el nombre IDEAM se refiere a las series de las estaciones en superficie seleccionadas. Esta nomenclatura se mantiene en las demás etapas de la validación. En estos diagramas se evidencia una tendencia al aumento en la variabilidad por parte de los datos desagregados, en relación con la disminución en los valores de E_{ns}. Sin embargo, un detalle importante es que esa variabilidad agregada reduce el sesgo que se observa en algunas estaciones. En particular, la estación CARIBE muestra que los datos originales tienen un excelente E_{ns} con la serie del pluviómetro, aunque subestiman las magnitudes, mientras que las desagregaciones equilibran el balance producto de su variabilidad. Este resultado tiene implicaciones dentro del contexto de la aplicación de estos productos en análisis hidrológicos, como lo son el cambio en la distribución temporal de las precipitaciones y el consecuente cambio en el régimen de eventos extremos.

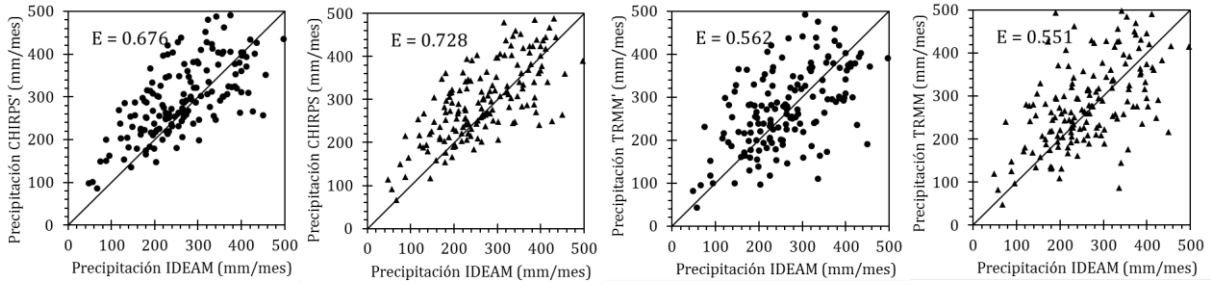
Además de la caracterización previa, en la Figura 4 se presentan los ciclos medios anuales para estaciones, donde el diagrama de cajas y bigotes simple se muestra para las series del IDEAM. Estas figuras muestran que las series de precipitación no se ajustan perfectamente en sus valores medios, pero, en términos generales, se evidencia que tanto los datos desagregados como los originales se mantienen dentro de la parte central de los datos del IDEAM, representada por el rango intercuartil, excepto para la estación CARIBE, para la cual los datos desagregados se ajustan mejor en la parte final del año que los datos originales. De esta forma, como el balance a lo largo del año se mantiene para los productos de TRMM y CHIRPS, es posible pensar en las aplicaciones de los datos desagregados en esquemas de modelación hidrológica distribuida a escala local como una potencialidad a futuro de la metodología propuesta.



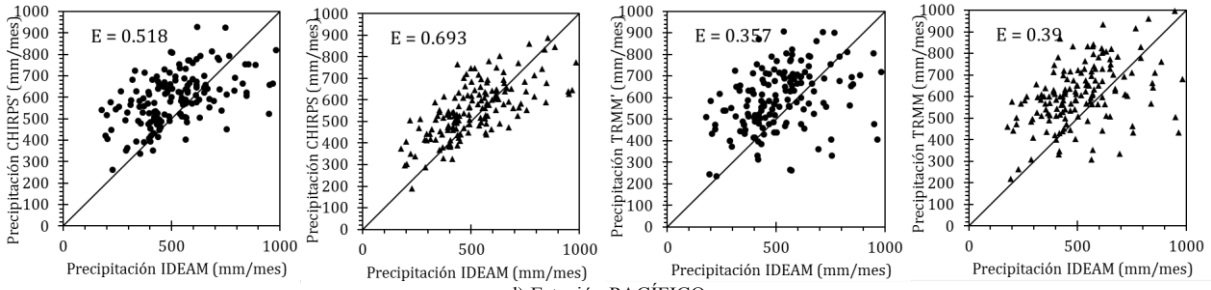
a) Estación CARIBE



b) Estación ANDES



c) Estación AMAZONAS



d) Estación PACÍFICO

Figura 3.- Diagramas de dispersión a escala mensual.

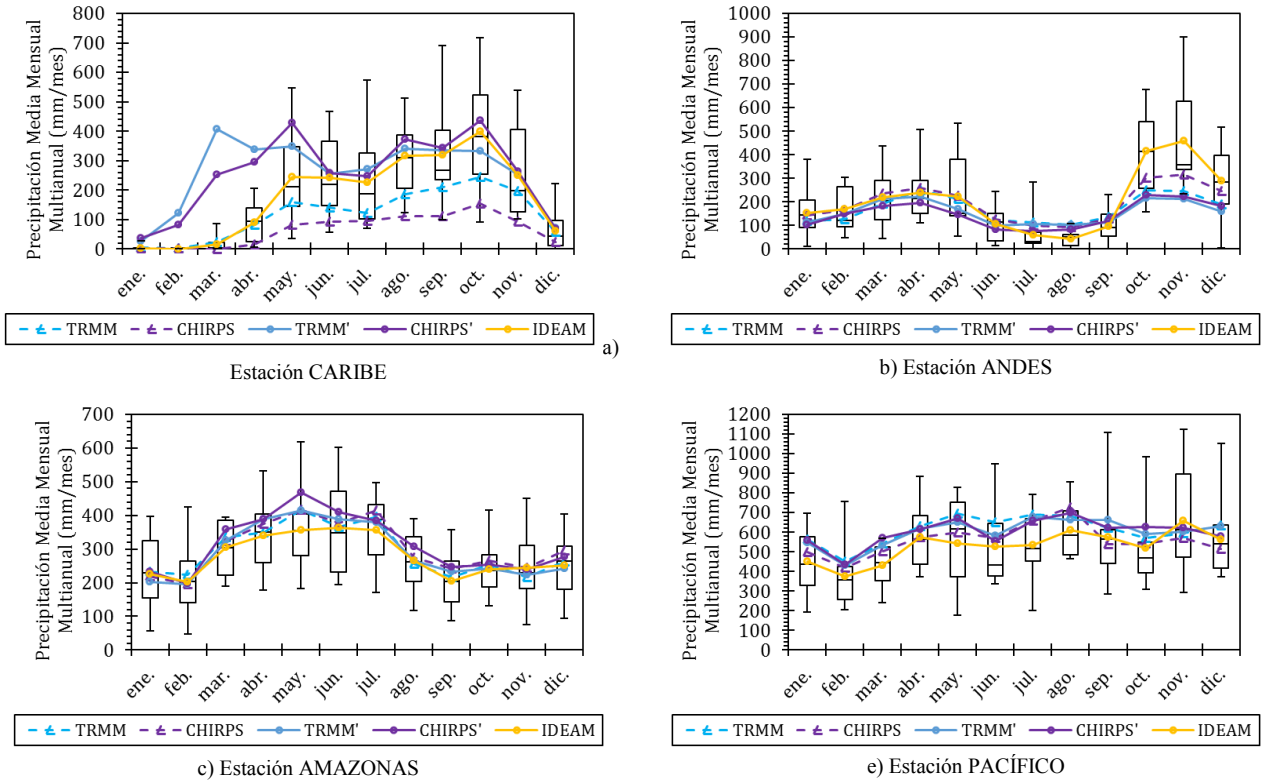


Figura 4.- Comparación entre los ciclos medios anuales.

DISCUSIÓN

Aunque los datos de precipitación de TRMM y de CHIRPS presentan falencias para caracterizar adecuadamente los procesos locales de precipitación a escala diaria en la región de estudio, lo que implica que la metodología aquí implementada hereda las limitaciones de los productos originales, el hecho de que los campos medios obtenidos adopten las tendencias y las oscilaciones que muestran los pluviómetros, refleja las potencialidades del uso de información secundaria bajo la escasez de datos. Además, aunque los valores del ajuste en las regresiones no son del mismo orden de magnitud reportado por otros autores para modelos regresivos (Immerzeel et al., 2009; Jia et al., 2011), este resultado puede explicarse al considerar que existen procesos físicos no representados por la metodología como los procesos advectivos y las condiciones condicionantes para la ocurrencia de precipitación, así como las condiciones del área de estudio seleccionada para este trabajo, ya que la alta variabilidad, tanto en la distribución de la vegetación como en la climatología de Colombia dificulta la obtención de un buen ajuste pues las medidas que califican la bondad del mismo, son sensibles a los valores extremos. En este sentido, caracterizar en simultáneo áreas de una pluviosidad tan alta y variable como el Chocó, a la vez que se analiza el Amazonas, donde la precipitación está altamente regulada por la actividad vegetal (Poveda, 2004), influye altamente en el ajuste del modelo. Sin embargo, los resultados obtenidos muestran que, aunque no se logra el mejor ajuste, el NDVI y la elevación efectivamente sirven como un indicador de la distribución de la precipitación, pues los mapas promedio mostrados y los balances a escala mensual y anual presentan el reflejo de una correcta caracterización de la distribución de la precipitación en Colombia. Se recomienda entonces que la metodología sea aplicada en regiones más pequeñas ya que su objetivo es la obtención de datos representativos para la escala local; si se desea modelar un área del tamaño de Colombia se debe combinar la metodología propuesta con un esquema de zonificación del área, de forma que las regresiones se apliquen en sectores de climatología similar.

Otras limitaciones de la metodología, inherentes a la calidad de la información de entrada, se identifican al considerar que en regiones carentes de cobertura vegetal en ciudades, ríos, nevados, lagos, embalses, etc., la metodología no aplica, producto de la ausencia de vegetación que se refleja en un valor de NDVI cercano a cero y que a su vez induce al modelo a reducir la precipitación sobre estas áreas. Además, esta metodología sólo considera la relación entre la precipitación, la elevación y el NDVI, pero existen procesos atmosféricos en el territorio que no son explicados ni por la elevación, ni por el NDVI como los procesos de advección de humedad inducidos por la orografía o por procesos de gran escala, por lo que son información que nunca capturarán las regresiones. Por tanto, la recomendación final respecto a la propuesta metodológica presentada en este trabajo es que sea tenida en cuenta como aproximación secundaria a la caracterización de la variabilidad espacial de la precipitación, para que posteriormente ser complementada con información de pluviómetros a la luz de un algoritmo, por ejemplo, de estimación o simulación estocástica espacial. La forma de solventar estas limitaciones y la aplicabilidad de la metodología para desagregar otras variables climáticas se espera trabajar en futuras investigaciones.

En este trabajo se logró establecer un marco procedimental desde el cual es posible realizar toda la desagregación de campos, desde la descarga de la información hasta la validación en menos de una semana, lo que da pie a la metodología para que pueda ser implementada por usuarios de información ambiental para realizar estudios que apunten a mejorar el conocimiento de los recursos naturales, con lo que se espera contribuir al desarrollo técnico y científico de países como Colombia. Es de destacar que, desde la revisión de literatura realizada para este trabajo, no se evidencia el desarrollo de propuestas similares en el pasado en nuestro país, por lo que este trabajo es pionero al respecto, además que ofrece una primera aproximación al problema de la desagregación de campos diarios con modelos regresivos, y que puede ser mejorada al considerar elementos conceptuales más robustos en trabajo futuro, donde se evalúe el forzamiento de la suposición inicial de invarianza de las relaciones espaciales entre la precipitación y sus variables predictoras con la escala.

CONCLUSIONES

A partir de los resultados expuestos en este trabajo, se concluye que la metodología planteada para la desagregación de campos de precipitación es efectiva en aquellos casos en que se requieran realizar análisis a resoluciones temporales mensuales y anuales. Esto se sustenta en que los estadísticos estimados de los productos de precipitación secundaria desagregada a estas resoluciones, además de los ciclos medios anuales, aunque evidencian algunas desviaciones en términos de magnitud, presentan un aceptable ajuste a la información principal de precipitación medida en las estaciones pluviométricas, especialmente en lo referente a la forma y la frecuencia de la variabilidad de la precipitación a diferentes escalas. Además, en términos generales, el procedimiento de desagregación mantiene el grado de ajuste de los productos de precipitación satelitales con los datos medidos en tierra, por lo que este procedimiento aporta información relevante y pertinente al análisis hidrológico en condiciones de escasez de información. Así, los resultados de la comparación de los mapas de precipitación de los productos satelitales y su desagregación muestran que la metodología distribuye la precipitación únicamente en aquellas regiones donde el producto inicial muestra la presencia de lluvia, por lo que es posible concluir que los errores evidenciados en el análisis estadístico de las series son producto de una conceptualización limitada, que no incluye la caracterización de procesos físicos relevantes, y que está restringida a de la información original; o en otras palabras, los datos desagregados no se ajustan a las series de las estaciones pluviométricas porque los datos originales tampoco lo hacen. Ello puede mostrar que, a la escala de medición de los aparatos soportados por las misiones satelitales de lluvia, éstos no logran capturar eventos de precipitación que ocurren a escala mucho más fina que el soporte de la información disponible. Este hecho lleva a tener que incluir de alguna forma la información principal medida en las estaciones. De la anterior apreciación se concluye que los campos de precipitación desagregada sirven para realizar análisis hidrológicos a escala diaria,

únicamente cuando vienen combinados con datos de estaciones, surgiendo como punto de partida para realizar interpolaciones espaciales de las series de precipitación de estaciones pluviométricas puntuales y para guiar la distribución espacial de productos más refinados, mediante la implementación de técnicas de estimación estocásticas multivariadas.

REFERENCIAS

Álvarez-Villa, Ó. D., Vélez, J. I., & Poveda, G. (2011). "Improved long-term mean annual rainfall fields for Colombia". International Journal of Climatology, 31(14), 2194–2212.

Didan, K., & Huete, A. (2006). *MODIS vegetation index product series collection 5 change summary.* MODIS VI C5 Changes, (June), 1–17. Retrieved from http://ncar.datamirror.csdb.cn/modis/resource/doc/MOD13_C005_Change.pdf

Duan, Z., & Bastiaanssen, W. G. M. (2013). "First results from Version 7 TRMM 3B43 precipitation product in combination with a new downscaling-calibration procedure". Remote Sensing of Environment, 131, 1–13.

Fang, J., Du, J., Xu, W., Shi, P., Li, M., & Ming, X. (2013). "Spatial downscaling of TRMM precipitation data based on the orographical effect and meteorological conditions in a mountainous area". Advances in Water Resources, 61, 42–50.

Fowler, H. J., Blenkinsop, S., & Tebaldi, C. (2007). "Linking climate change modelling to impacts studies: Recent advances in downscaling techniques for hydrological modelling". Int. Journal of Climatology.

Funk, C., Peterson, P., Landsfeld, M., Pedreros, D., Verdin, J., Shukla, S., … Michaelsen, J. (2015). "The climate hazards infrared precipitation with stations—a new environmental record for monitoring extremes". Scientific Data, 2, 150066.

Hou, A. Y., Kakar, R. K., Neeck, S., Azarbarzin, A. A., Kummerow, C. D., Kojima, M., … Iguchi, T. (2014). "The global precipitation measurement mission". Bulletin of the American Meteorological Society, 95(5), 701–722. https://doi.org/10.1175/BAMS-D-13-00164.1

Hurtado-Montoya, A. F., & Mesa-Sánchez, Ó. J. (2014). "Reanalysis of monthly precipitation fields in Colombian territory". Dyna, 81(186), 251–258. https://doi.org/10.15446/dyna.v81n186.40419

Immerzeel, W. W., Rutten, M. M., & Droogers, P. (2009). "Spatial downscaling of TRMM precipitation using vegetative response on the Iberian Peninsula". Remote Sensing of Environment, 113(2), 362–370.

Jia, S., Zhu, W., Lu, A., & Yan, T. (2011). "A statistical spatial downscaling algorithm of TRMM precipitation based on NDVI and DEM in the Qaidam Basin of China". Remote Sensing of Environment, 115(12), 3069–3079.

Kummerow, C., Barnes, W., Kozu, T., Shiue, J., & Simpson, J. (1998). "The Tropical Rainfall Measuring Mission (TRMM) sensor package". Journal of Atmospheric and Oceanic Technology, 15(3), 809–817.

Nash, J. E., & Sutcliffe, J. V. (1970). "River Flow Forecasting Through Conceptual Models Part I-a Discussion of Principles*". Journal of Hydrology, 10, 282–290. https://doi.org/10.1016/0022-1694(70)90255-6

Oster, R. (1979). *Precipitation in Colombia*. Colombia Georgráfica, VI(2), 47.

Poveda, G. (2004). "La Hidroclimatología De Colombia : Una Síntesis Desde La Escala Inter-Decadal Hasta La Escala Diurna". Revista de La Academia Colombiana de Ciencias, XXVIII(107), 201–222.

Snow, J. W. (1976). "The climate of northern South America. Climates of Central and South América". Amsetrdam, Elsevier, 295–403.

Solano, R., Didan, K., Jacobson, A., & Huete, A. (2010). *MODIS Vegetation Index User ' s Guide (MOD13 Series)*. The University of Arizona, 2010(May), 38.

Vélez, J., Poveda, G., & Mesa, O. (2000). *Balances Hidrologicos de Colombia (1st ed.)*. Medellín.

Wang, J., Rich, P. M., & Price, K. P. (2003). "Temporal responses of NDVI to precipitation and temperature in the central Great Plains, USA". International Journal of Remote Sensing, 24(11), 2345–2364. https://doi.org/10.1080/01431160210154812

Wilby, R. L., & Fowler, H. J. (2010). *Regional Climate Downscaling*. In Modelling the Impact of Climate Change on Water Resources (pp. 34–85). https://doi.org/10.1002/9781444324921.ch3

Xu, G., Xu, X., Liu, M., Sun, A. Y., & Wang, K. (2015). "Spatial downscaling of TRMM precipitation product using a combined multifractal and regression approach: Demonstration for South China". Water (Switzerland), 7(6), 3083–3102. https://doi.org/10.3390/w7063083

Zandbergen, P. (2008). "Applications of shuttle radar topography mission elevation data". Geography Compass, 2(5), 1404–1431.

IAHR AIIH
XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE 2018

RETO DE LA HIDROLOGÍA ADIMENSIONAL

Oswaldo Ortiz Vera[1], Jean Carlos Tirado Fabián[2], Jhonath Wensenber Mejía Gonzales[3]
[1]Profesor principal Universidad Nacional de Cajamarca, Director Escuela de Ingeniería Hidráulica, Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca, Perú; Telefax: (51) (76) 362796; email: ingoov@gmail.com ; [2]Bachiller en Ingeniería Hidráulica, Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca, Perú; Telefax: (51) (76) 362796; email: jctiradof12@unc.edu.pe; [3]Bachiller en Ingeniería Hidráulica, Universidad nacional de Cajamarca, Cajamarca, Perú; Telefax: (51) (76) 362796; email: jwmejiagg@gmail.com

RESUMEN

El objetivo de este trabajo es mostrar la inmensa utilidad que tienen los parámetros adimensionales de la hidrología superficial, tal como sucede con los modelos a escala reducida de la hidráulica aplicada, pues constituyen herramientas poderosas para explicar fenómenos y a la vez transferir información entre sistemas hidrológicos hidráulicamente similares. Para lo cual debe ubicarse el sistema hidrológico problema en el grupo que corresponda en la clasificación regional morfométrica adimensional, verificar las condiciones de similitud hidráulica de acuerdo a los rangos permisibles establecidos para luego explicar la hidrodinámica de la cuenca. De ser similar en el grupo, los parámetros adimensionales se convierten en instrumentos fundamentales para transferir información hidrológica entre todas las cuencas hidráulicamente similares. La regionalización morfométrica adimensional, además puede servir para la instalación de estaciones pluviométricas y/o hidrométricas en una sola cuenca de cada grupo similar estratégicamente seleccionada, con un ahorro sustancial en la economía, sobre todo en países en vías de desarrollo.

ABSTRACT

The objective of this work is to show the immense utility of the dimensionless parameters of surface hydrology, as it happens with the reduced scale models of applied hydraulics, since they are powerful tools to explain phenomena and at the same time transfer information between hydrological systems hydraulically Similar. For which the problem hydrological system must be located in the group that corresponds in the dimensionless morphometric regional classification, verify the conditions of hydraulic similarity according to the established permissible ranges and then explain the hydrodynamics of the basin. If similar in the group, the dimensionless parameters become fundamental instruments for transferring hydrological information between all hydraulically similar basins. The dimensionless morphometric regionalization can also be used to install pluviometric and / or hydrometric stations in a single basin of each similar strategically selected group, with substantial savings in the economy, especially in developing countries.

PALABRAS CLAVES: Parámetros adimensionales; similitud hidráulica; sistemas hidrológicos.

INTRODUCCIÓN

El análisis dimensional es una herramienta poderosa que ha contribuido mucho al desarrollo de diversas disciplinas aplicadas en el vasto campo de la ingeniería - tal como ocurre con la hidráulica aplicada - pues el agrupamiento de variables en números adimensionales no sólo permite explicar fácilmente la naturaleza de cada fenómeno, sino también facilita el estudio de prototipos importantes mediante la construcción y operación de modelos físicos a escala reducida y la transferencia de resultados experimentales entre sistemas similares a través de cada parámetro adimensional independientemente del tamaño del sistema, haciendo posible el diseño y construcción de grandes e importantes estructuras las que han contribuido al desarrollo de la humanidad. La ingeniería hidrológica como ciencia aplicada, también goza de estos beneficios, no sólo con fines de explicación sencilla de cada fenómeno hidrológico, sino también permite dotarla de principios matemáticos generales, dado la enorme restricción en este contexto. La hidrología de superficie engloba fenómenos interactivos de suma complejidad que podrían muy bien ser explicados con mayor facilidad y sencillez mediante parámetros adimensionales y principios de conservación de la masa, que conlleve a la determinación indirecta de ciertos componentes del ciclo hidrológico de tan complicado proceso. De otro lado, siendo frecuente la escasez de información hidrológica en la localidad misma de cada proyecto o en todo caso las series temporales son cortas e completas, la hidrología adimensional se torna en una alternativa importante para la solución de este problema partiendo del criterio de similitud hidráulica entre sistemas hidrológicos; y transfiriendo, completando y/o extendiendo información a partir de sus similares con información.

Hasta el momento, la carencia de una visión adimensional de la hidrología no ha permitido que los frutos de la investigación científica tengan carácter de generalidad, limitándose simplemente a que los resultados obtenidos queden restringidos a cada sistema hidrológico en particular. El objetivo de este trabajo, es la explicación de los fenómenos hidrológicos a partir de leyes o principios generales de carácter adimensional y hacer notar la importancia de dichas herramientas con fines de transferencia de información entre sistemas hidrológicos hidráulicamente similares y completación y extensión de registros históricos.

OBJETIVO GENERAL

Utilización de los parámetros adimensionales de la hidrología superficial para explicar los fenómenos hidrológicos de manera general, sin entrar en las particularidades de la hidrología clásica.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Identificación de los parámetros adimensionales de la hidrología superficial.
- Análisis de variables de cada parámetro adimensional e interpretación de conjunto.
- Interpretación y explicación de la naturaleza de cada fenómeno hidrológico descrito por cada parámetro adimensional.
- Interpretar y explicar las utilidades de la hidrología superficial adimensional.

METODOLOGÍA

Se usarán los parámetros adimensionales de la hidrología superficial obtenidos en trabajos de investigación precedentes para luego, mediante métodos inductivo-deductivos, explicar cada fenómeno hidrológico y las interacciones entre grupos adimensionales. A continuación se muestran los grupos adimensionales más importantes encontrados en la hidrología superficial (O. Ortiz,

2015), los que serán complementados con otros números adimensionales ya conocidos y, a partir de ello, derivar otros parámetros climáticos adimensionales importantes en la hidrología superficial:

$$\pi_1 = \frac{Q}{AP} \qquad [1]$$

$$\pi_2 = \frac{H}{\sqrt{A}} \qquad [2]$$

$$\pi_3 = \frac{I \times t}{H} \qquad [3]$$

$$\pi_4 = \frac{Q}{I \times A} \qquad [4]$$

$$\pi_5 = \frac{p}{\sqrt{A}} \qquad [5]$$

Donde, π, es el parámetro adimensional; Q, el caudal de escorrentía; A, proyección del área receptora-colectora de la cuenca; P, precipitación pluvial; H, altitud media sobre el nivel del mar; I, intensidad de precipitación de cierta lluvia de una tormenta; t, tiempo de duración y p, perímetro de la cuenca.

Sólo a modo de ejemplo se muestra la Tabla 1, que contiene un grupo de sistemas hidrológicos altoandinos hidráulicamente similares encontrados en la región Cajamarca-Perú, luego de la regionalización morfométrica adimensional (O. Ortiz, 2015), con el afán de explicar la metodología a seguir para determinar el grupo de cuencas a que pertenece cierto sistema hidrológico de interés a fin de poner en evidencia ciertas características hidrológicas desconocidas a partir de sus pares similares, y luego utilizar las bondades adimensionales para transferir, completar y extender muestras hidrológicas.

Tabla 1.- Microcuencas con similitud hidráulica de la forma oval oblonga ($1.25<K_C\leq1.50$)- G.1

Microcuenca	Área A (Km^2)	Perímetro P (Km)	Altitud H(msnm)	Número de orden O	Coeficiente Gravelius K_C	Relación de Confluencias R_C	Coeficiente orográfico C_O (%)	Cuenca	Vertiente
01. Río Cospán	239.67	81.93	2 803	4	1.48	2.83	3.28	Chicama	Pacífico
02. Río Cirato	136.37	56.86	2 276	3	1.36	3.80	3.80	Chancay	Pacífico
03. Qda. Chausís	209.32	73.65	2 177	4	1.42	2.70	2.26	Jequetepeque	Pacífico
04. Río Chetillano	177.79	67.08	2 790	4	1.41	2.89	4.38	Jequetepeque	Pacífico
05. Río Huambayoco	173.35	66.05	2 286	4	1.40	2.92	3.01	Chancay	Pacífico
06. Río Jadibamba	258.81	81.44	3 218	3	1.42	3.83	4.00	Alto Marañón	Atlántico
07. Río Llantén	279.48	83.89	3 378	4	1.41	3.53	4.08	Chancay	Pacífico
08. Río Mashcón	667.44	137.21	3 533	4	1.49	3.67	1.87	Crisnejas	Atlántico
09. Río Ochape	214.52	77.22	2 472	3	1.48	4.67	2.85	Chicama	Pacífico
10. Río Pallac	238.21	81.63	2 363	4	1.48	2.93	2.34	Jequetepeque	Pacífico
11. Río San Jorge	581.41	119.26	3 038	4	1.38	4.38	1.59	Chicama	Pacífico
12. Río San Pablo	180.46	69.24	2 505	3	1.44	2.47	3.48	Jequetepeque	Pacífico
13. Río Trapiche	359.39	97.87	2 818	4	1.45	3.53	2.21	Alto Marañón	Atlántico
PROMEDIO					**1.432**	**3.396**	**3.012**		
DESVEST					**0.042**	**0.672**	**0.909**		
COEFVAR					**0.029**	**0.198**	**0.302**		

Cuando se desea analizar una cuenca problema, se determinan en primer lugar los parámetros adimensionales de similitud hidráulica entre sistemas hidrológicos: *Índice de Gravelius*, para la similitud geométrica; *Relación de Confluencias*, para la similitud cinemática; y *Coeficiente Orográfico*, para la similitud dinámica. Se identifica la Tabla grupal de sistemas similares por el rango del Índice de Gravelius (por ejemplo la Tabla 1), en la que se ingresan los datos de la cuenca en estudio, volviéndose a calcular los estadísticos que aparecen en la parte inferior de la Tabla 1: media, desviación estándar y coeficiente de variación. Si terminado el proceso, se mantienen los rangos permisibles establecidos para el coeficiente de variación de cada parámetro de similitud, entonces la cuenca pertenece a dicho grupo de la Tabla identificada, de lo contrario probar con la Tabla de otro grupo regional o en cambio finalmente descartarla si no encaja en ningún grupo regional. Los rangos establecidos para el coeficiente de variación son: 5%, para el Índice de Gravelius; 20%, para la Relación de Confluencias; y, 30%, para el Coeficiente Orográfico (O. Ortiz, 2015). Lo ventajoso de todo esto estriba en el hecho de que, por tratarse de parámetros adimensionales, la cuenca problema puede referirse a cualquier otra región nacional o internacional e independiente de su tamaño, con la única condición de que el área receptora de precipitaciones coincida con el área colectora.

RESULTADOS O HALLAZGOS

Parámetro adimensional de flujo sostenido (π_1)

Este parámetro adimensional - conformado por las variables escorrentía, área proyectada de la cuenca sobre un plano horizontal y precipitación pluviométrica promedio o distribuida espacialmente sobre el área de la cuenca - es indicador del flujo de escorrentía en periodos de tiempo relativamente largos, que puede ser un mes, una estación del año, un año cronológico o un año promedio multianual, dependiendo de la naturaleza de la muestra pluviométrica. Puede, además, referirse sólo al promedio del flujo base o incluir al promedio de las componentes de flujo base y la escorrentía directa; para lo cual el número adimensional del primer miembro se convierte automáticamente en un coeficiente de pérdidas al realizar el balance hidrológico respectivo en el periodo de tiempo correspondiente. Dicho de otro modo, el número adimensional del primer miembro será siempre menor que la unidad y que multiplicado por el promedio de la precipitación pluviométrica lo convierte en precipitación efectiva, que no es más que la ley de la conservación de la masa. En todo este análisis están inmersos la naturaleza y el estado del sistema hidrológico y, por tanto, el sistema se comporta como un modelo conceptual caja negra. Tan es así, que este parámetro adimensional se convierte en un modelo importante para la generación de escorrentías a partir de información pluviométrica distribuida espacialmente sobre cuencas sin información hidrométrica, la que generalmente es muy escasa en países en vías de desarrollo.

Es de hacer notar que en el coeficiente de pérdidas, del balance hidrológico anterior, incluye la evapotranspiración real, el almacenamiento en el subsuelo y la percolación profunda. La evapotranspiración real se estima frecuentemente a partir de la evapotranspiración potencial, la misma que se determina mediante fórmulas empíricas basadas en información climática (temperatura, viento, humedad atmosférica, presión atmosférica, radiación solar, horas de sol, etc.) y coeficientes experimentales de uso consuntivo de cobertura vegetal. Las otras pérdidas pueden estimarse a partir de las características hidrogeológicas de los acuíferos. En todos los casos, la evapotranspiración potencial debe estimarse a partir de fórmulas empíricas que contengan el mayor número de variables climáticas no importa que dicha información corresponda a cuencas vecinas, pues las bondades adimensionales facilitará la transferencia de datos.

Parámetro adimensional o número de relieve (π_2)

Este parámetro, que relaciona la altitud media de la cuenca sobre el nivel del mar y su área proyectada sobre un plano horizontal, es un indicador del grado de inclinación de la cuenca y, por ende, del potencial de degradación del sistema hidrológico y su influencia en la erosión hídrica y el transporte de sedimentos. Pues a mayor altitud y mayor inclinación de la cuenca, menor área proyectada, lo que determina altos potenciales de degradación hídrica y mucho más en sistemas hidrológicos donde la precipitación pluvial es dependiente de la altitud sobre el nivel del mar (cuencas del sistema del Pacífico en el caso de Perú). Las características de este número lo convierten en un parámetro adimensional ligado al relieve y, por tanto, representativo de los procesos dinámicos, incluyendo los saltos hidráulicos muy propicios para la generación de energía hidroeléctrica.

Tales características controladas por este parámetro permitió establecer que, "dos o más cuencas que hidrológicamente tienen igual número de relieve, son sistemas hidrológicos dinámicamente similares" (O. Ortiz, 2015).

Elevando al cuadrado ambos miembros de la ecuación [2], el primer miembro se conoce en hidrología superficial como *coeficiente orográfico* (ecuación 6) y, en consecuencia, se puede afirmar también que "dos o más cuencas son dinámicamente semejantes sólo y sólo si hidrológicamente sus coeficientes orográficos son iguales" (O. Ortiz, 2015).

$$C_o = H^2 \times A^{-1} \qquad H = \frac{1}{A}\sum H_i \times \Delta A_i \qquad A = \sum \Delta A_i \qquad [6]$$

Donde: C_o, es el coeficiente orográfico; H, la altitud media sobre el nivel del mar; A, es el área proyectada de la cuenca.

Parámetro adimensional o número de lluvia (π_3)

Parámetro adimensional indicador de una de las principales características de cada lluvia que componen una tormenta pluviométrica y de donde se deriva la ley intensidad-duración-frecuencia para la construcción de las famosas curvas IDF. Esta importante función adimensional agrupa a las variables intensidad de precipitación, duración y altitud sobre el nivel del mar, donde se observa claramente que las lluvias de alta intensidad tienen duraciones cortas y viceversa, y que la intensidad es mayor a mayores altitudes sobre el nivel del mar en aquellas regiones donde la precipitación pluvial es función de la altitud. También puede observarse que, para una misma altitud o localidad, la intensidad de precipitación disminuye mientras crecen las duraciones de referencia internacional, en minutos (5, 10, 30, 60, 120, 240, 480, etc.).

Este parámetro adimensional se torna en una herramienta muy útil para transferir información de intensidades de precipitación de una localidad a otra en una misma cuenca y región o entre localidades de dos cuencas hidráulicamente similares de una misma región o de regiones distintas nacionales o internacionales. Pues debe tenerse presente que este tipo de información es muy escasa y su requerimiento es muy alto, puesto que involucra a todos los proyectos de drenaje superficial de aguas pluviales: drenaje de carreteras, drenaje urbano de aguas pluviales, defensas rivereñas, etc. Para la transferencia de intensidades en regiones donde la precipitación no depende de la altitud (caso de la selva peruana), en vez de esta variable puede reemplazarse por la cantidad de agua precipitable, ya que los datos pluviométricos son de mayor disponibilidad que los pluviográficos o de registro continuo.

Parámetro adimensional o número de flujo instantáneo (π_4)

Este parámetro es indicador de la respuesta inmediata de la cuenca frente a la ocurrencia de

una lluvia en el mismo momento del evento causal en cualquier elemento del conjunto lluvias que conforman una tormenta pluviométrica. Esto es, que la causa y efecto ocurren en forma casi simultánea, a diferencia del parámetro de flujo sostenido donde la respuesta toma un tiempo relativamente grande (como es el caso del flujo base), denominado tiempo de viaje.

Hay una relación muy estrecha entre el parámetro de *flujo instantáneo* y el *número de lluvia*, lo que explica que las características de la lluvia instantánea (causa) se reflejan inmediatamente en la escorrentía directa (efecto), diferencia abismal con el flujo sostenido donde no se conoce a que tormenta o tormentas pertenece.

El parámetro adimensional o número de flujo instantáneo es muy importante porque de él se puede obtener el pico del hidrograma de escorrentía directa o lo que es lo mismo el máximo caudal de escorrentía directa, con tan sólo reemplazar la intensidad de lluvia para el periodo de duración igual al tiempo de concentración del área receptora-colectora de precipitación pluvial, con lo cual automáticamente se consigue que el primer miembro de la ecuación [4] se transforme en coeficiente de escorrentía directa, lo cual es conocido desde muchísimo tiempo como Método Racional (1889).

Lo anterior, demuestra que el famoso Método Racional tiene base científica y que por el hecho de derivarse de un parámetro adimensional no tiene límites de aplicación, puesto que los parámetros adimensionales son independientes del tamaño del sistema, tales como, los números adimensionales de Reynolds, Euler, Froude, Mach, etc.; la única limitación de dicha metodología, como se puede apreciar, es que el área colectora sea igual al área receptora de precipitaciones pluviales. Por ello, es irónico y nada serio, de quienes faltando al rigor científico se hayan irrogado el derecho de poner límites y hasta de modificar tan importante metodología científica.

Parámetro adimensional o número de forma (π_5)

Este parámetro adimensional explica la geometría del sistema hidrológico y su influencia en el número de flujo instantáneo, toda vez que la geometría del área receptora-colectora de precipitación influye en el tiempo de concentración y, por ende, en la geometría del hidrograma de escorrentía directa. Esto permite establecer que "*dos o más sistemas que hidrológicamente tengan el mismo número de forma son sistemas hidrológicos hidráulicamente similares*" (O. Ortiz, 2015).

Al multiplicar ambos miembros de la ecuación [5] por 0.282, el primer miembro sigue siendo adimensional pero tiene nombre propio y se denomina *Coeficiente de Gravelius* o *Índice de Compacidad* y; el segundo miembro de dicha ecuación es la relación entre el perímetro de la proyección del área de la cuenca y el perímetro que tendría un círculo ficticio de área igual al del área proyectada de la cuenca (ecuación 7). El coeficiente de Gravelius, permitió la clasificación de cuencas por su geometría en tres grupos de acuerdo a los rangos que se aprecia en la Tabla 2, cuyos rangos han facilitado la regionalización morfométrica adimensional.

$$K_c = 0.28\, p \times A^{-1/2} \qquad [7]$$

Donde: K_c, es el coeficiente de Gravelius; p, el perímetro de la cuenca; A, el área proyectada de la cuenca sobre un plano horizontal.

El coeficiente de Gravelius permite establecer que "*dos o más sistemas hidrológicos altoandinos son hidráulicamente similares en su forma, sólo y sólo si, hidrológicamente hablando sus coeficientes de Gravelius son iguales*", (O. Ortiz, 2015). Es de hacer notar que, cuando se dice hidrológicamente hablando, es para indicar que la igualdad no expresa un rigor matemático, sino más bien es de naturaleza estimativa de la hidrología.

Tabla 2.- Formas geométricas de cuencas hidrográficas en base a rangos del índice de Gravelius.

Formas de sistemas hidrológicos con base en el coeficiente de Gravelius		
Clase de geometría	**Rango de clase**	**Forma de cuenca**
K_{c1}	$1 < K_C \leq 1.25$	Oval redonda
K_{c2}	$1.25 < K_C \leq 1.50$	Oval oblonga
K_{c3}	$1.50 < K_C \leq 1.75$	Oblonga alargada

Fuente: Henaos, (1998).

Parámetro adimensional del patrón de flujo macro superficial

Adicionalmente a lo antes descrito, se encontró que la similitud de los sistemas hidrológicos altoandinos se completa con la geometría de la red hidrográfica, que no es otra cosa que la geometría del patrón de flujo macro superficial, representado por la Relación de Confluencias promedio de la ecuación [8], mediante la cual se establece que, desde el punto de vista hidráulico, "*dos o más sistemas hidrológicos altoandinos son similares cinemáticamente, sólo y sólo si, hidrológicamente sus relaciones de confluencias son iguales*", (O. Ortiz, 2015).

$$r_c = n_i \times n_{i+1}^{-1} \qquad R_c = \frac{1}{N}\sum r_{ci} \qquad [8]$$

Donde: r_c, es la relación de confluencias parcial; n_i, el número de cauces naturales de categoría i; n_{i+1}, el número de cauces naturales categoría i+1; R_c, relación de confluencias promedio entre los N valores parciales. La categorización de cuenca conviene hacerlo mediante las Leyes de Horton.

Parámetros climáticos adimensionales derivados

Otra de las ventajas de la hidrología adimensional es que las variables contenidas en los grupos adimensionales encontrados, cuyas dimensiones son las mismas que las de otras variables climáticas, pueden aceptar su reemplazo, sólo que cambia la interpretación de conjunto, como es el caso de la variable precipitación cuya dimensión (LT^{-1}) es la misma que de las variables climáticas: evaporación, evapotranspiración potencial y real, pudiéndose reemplazar dichas variables en las funciones adimensionales [1] y [3], dando origen a los parámetro adimensionales siguientes:

$$\pi_6 = \frac{Q}{A \times E} \qquad [9]$$

Donde, π, es el parámetro adimensional; Q, es la pérdida total por evaporación desde una superficie libre de agua; A, es el área de la superficie evaporante; E, es la evaporación promedio durante un periodo de tiempo relativamente largo.

$$\pi_7 = \frac{Q}{A \times ETP} \qquad [10]$$

Donde, π, es el parámetro adimensional; Q, es la pérdida total por evapotranspiración potencial en la cuenca; A, proyección del área receptora-colectora de la cuenca; ETP, es la evapotranspiración potencial promedio o distribuida correspondiente a un periodo de tiempo relativamente largo.

$$\pi_8 = \frac{Q}{A \times ETR} \qquad [11]$$

Donde, π, es el parámetro adimensional; Q, es la pérdida total por evapotranspiración real en la cuenca; A, es el área proyectada de la cuenca; ETR, es la evapotranspiración promedio o distribuida en la cuenca correspondiente a un periodo de tiempo relativamente largo.

$$\pi_9 = \frac{E \times t}{H} \qquad [12]$$

Donde, π, es el parámetro adimensional; E, es la tasa de evaporación instantánea durante un periodo de duración t; H, es la altitud media sobre el nivel del mar.

$$\pi_{10} = \frac{ETP \times t}{H} \qquad [13]$$

Donde, π, es el parámetro adimensional; ETP, es la tasa instantánea de evapotranspiración potencial durante el periodo de tiempo t; H, es la altitud media sobre el nivel del mar.

$$\pi_{11} = \frac{ETR \times t}{H} \qquad [14]$$

Donde, π, es el parámetro adimensional; ETR, es la tasa instantánea de evapotranspiración real durante el periodo de tiempo t; H, es la altitud media sobre el nivel del mar.

Parámetro adimensional de evaporación desde superficies de aguas libres

Reemplazando la variable evaporación por la de precipitación en el grupo adimensional de la ecuación [1] da origen a la ecuación [9], donde ahora el numerador representa la cantidad de agua evaporada total desde una superficie libre en un tiempo relativamente largo, tal como sucede con las pérdidas por evaporación diarias o mensuales desde las superficies libres de represas, canales abiertos, lagos, lagunas, etc.

Parámetros adimensionales de evapotranspiración

Si en el grupo adimensional de la ecuación [1] se reemplaza la precipitación por las variables climáticas evaporación potencial y real, respectivamente, se originan los grupos adimensionales de las ecuaciones [10] y [11], cuyo numerador ahora representa las pérdidas totales por evapotranspiración y el denominador la evaporación distribuida o como promedio sobre el área de la cuenca hidrográfica.

Parámetros adimensionales de transferencia de la evaporación

Reemplazando la variable intensidad de precipitación por la variable evaporación en el grupo adimensional de la ecuación [3] resulta el grupo adimensional de la ecuación [12] muy útil para transferir información de evaporación entre sistemas hidrológicos similares, para diferentes periodos de tiempo. Se observa también que, al igual que la precipitación, la evaporación es dependiente de la altitud sobre el nivel del mar.

Parámetros adimensionales de transferencia de evapotranspiración

Si en el grupo adimensional de la ecuación [3], esta vez se reemplaza la intensidad de precipitación por las variables de evapotranspiración potencial y real, se derivan los grupos adimensionales de las ecuaciones [13] y [14], respectivamente, muy útiles para transferir información de evapotranspiración potencial y real, entre sistemas hidrológicos hidráulicamente similares. Tal como puede observarse, también estas variables son dependientes de la altitud sobre el nivel del mar, aumentando al aumentar la altitud como es obvio y viceversa.

Sólo con fines de ejemplo convertimos al grupo adimensional de la ecuación [14] en una función de transferencia que permita generar transferir datos desde una cuenca con información hacia una cuenca similar sin información.

$$ETR_s = \left(\frac{H_s}{H_c}\right)\left(\frac{t_c}{t_s}\right) ETR_c \qquad [15]$$

Ecuación que resultó de igualar el parámetro adimensional de la ecuación de transferencia en los sistemas hidrológicos con y sin información y luego despejar la variable de interés. Los subíndices c y s pertenecen a las variables de climáticas de las cuencas con y sin información, respectivamente. Como puede apreciarse, esta ecuación puede expresarse en función de las escalas de altitudes y de periodos de tiempo en el segundo miembro.

CONCLUSIONES

- Cada parámetro adimensional describe una cierta particularidad del fenómeno global del ciclo hidrológico a nivel de la superficie terrestre. Sin embargo, en ciertos casos hay una estrecha relación entre unos y otros, tal como ocurre con el número de lluvia y el parámetro adimensional de Flujo Instantáneo.
- La metodología adimensional tiene la ventaja de poderse aplicar a cualquier sistema similar independientemente de su tamaño, para sistemas hidrológicos ubicados en regiones nacionales o internacionales, con la única restricción de que el área receptora de precipitaciones sea igual al área colectora.
- El Método Racional se deriva del número adimensional de Flujo Instantáneo, consecuentemente no tiene límites de aplicación salvo la única condición de que el área receptora de precipitaciones coincida con el área colectora. Por ende, resulta irónico y falta de conocimiento científico de quienes afirman que tiene límites de aplicación y, para colmo, hasta se habla de Método Racional Modificado.
- Los parámetros adimensionales de la hidrología no sólo resuelven el problema de escasez de información en sistemas carentes de ella, sino que también es posible completar datos faltantes y hasta extender series temporales cortas, a partir de registros completos y de longitud aceptable de sistema similares.
- Los grupos adimensionales que contienen variables con dimensiones de otras variables climáticas, pueden ser reemplazadas en dichos grupos con las mismas prerrogativas de los números adimensionales, obviamente sólo con la interpretación que corresponda.

REFERENCIAS

Antigüedad, I. & Cruz S. (1980). "*Estudio morfométrico de la cuenca del río Arratia"*. Boletín de La Real Sociedad Geográfica 66: 31-52.

Aparicio, F. J. (1997). "Fundamentos de Hidrología de Superficie". Edit. Limusa S.A., España, 303 pp.

Askoa Ibizate, G. (2004). "Análisis Morfométrico de la Cuenca y de la Red de Drenaje del Río Zadorra y sus afluentes Aplicado a la Peligrosidad de Crecidas". Boletín de la A.G.E. n° 38-2004, pp. 311-329, Universidad del País Vasco.

Gutiérrez Elorza, M. (2008). "*Geomorfología"*. Ed. Pearson Prentice Hall.
Miguel A., Vergara S. 1993. "*Técnicas de Modelación en Hidráulica*", Ediciones Alfaomega.
O., Ortiz V. (2015). "Similitud hidráulica de sistemas hidrológicos altoandinos y transferencia de información hidrometeorológica". ISSN 0187-8336. Tecnología y Ciencias del Agua, vol. VI, núm. 4, julio-agosto de 2015, pp. 25-44.
Raúl F., Vásquez Z. (2010). "*Modelación Hidrológica de una Microcuenca Altoandina en el Austro Ecuatoriano"*. Grupo de Ciencias de la Tierra y del Ambiente, Dirección de Investigación, Universidad de Cuenca, Cuenca, Ecuador.
Streeter, V. Wylie E. & Betford, K. (1999). "*Mecánica de Fluido"s*; 9ª Ed. Santafé de Bogotá. McGraf Hill Internacional, S.A., 740 pp.
Tarbuck, J. & Lutgens, F. (1999). "*Ciencias de la Tierra: una introducción a la geología física"*. Ed. Prentice Hall Iberia.
Ven, Te Chow. (1993). "*Hidrología Aplicada*", Mc Graw Hill.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE 2018.

TRIADA DE PREDICCIÓN HIDROLÓGICA

Oswaldo Ortiz Vera[1], Jean Carlos Tirado Fabián[2], Jhonath Wensenber Mejía Gonzales[3]

[1]Profesor principal Universidad Nacional de Cajamarca, Director Escuela de Ingeniería Hidráulica, Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca, Perú; Telefax: (51) (76) 362796; email: ingoov@gmail.com ; [2]Bachiller en Ingeniería Hidráulica, Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca, Perú; Telefax: (51) (76) 362796; email: jctiradof12@unc.edu.pe; [3]Bachiller en Ingeniería Hidráulica, Universidad nacional de Cajamarca, Cajamarca, Perú; Telefax: (51) (76) 362796; email: jwmejiagg@gmail.com

RESUMEN

El objetivo de este trabajo es mostrar los actuales vicios de los estudios hidrológicos consistentes en el uso de información pluviométrica diaria y tiempo de retorno como variable independiente en los diseños de proyectos de estructuras hidráulicas relacionadas con la evacuación de aguas pluviales de escorrentía directa; aduciendo siempre falta de información pluviográfica y confundiendo el tiempo de retorno histórico con el de predicción, todo lo cual afecta seriamente el dimensionamiento de dichas estructuras. Con el afán de corregir tales vicios, se utilizó aquí información proveniente del análisis de tormentas y tiempo de retorno predictivo en el proceso de modelamiento probabilístico. Los resultados de la simulación probabilística muestran que, para un mismo horizonte de predicción y un mismo periodo de duración estándar de la intensidad de lluvia, el valor de la intensidad crece muy rápidamente mientras menor sea el riesgo de predicción y viceversa, o lo que es lo mismo, el tiempo de retorno predictivo es muy sensible a la probabilidad de acierto y crece al crecer ésta, tendiendo rápidamente al infinito; de lo cual se desprende que la triada de predicción está conformada por tiempo de retorno, riesgo y horizonte de predicción.

ABSTRACT

The objective of this work is to show the current vices of hydrological studies consisting of the use of daily rainfall information and return time as an independent variable in the design of hydraulic structures projects related to the evacuation of rainwater from direct runoff; always citing lack of pluviographic information and confusing the historical return time with the prediction time, all of which seriously affects the sizing of said structures. With the aim of correcting such vices, information from the storm analysis and predictive return time in the probabilistic modeling process was used here. The results of the probabilistic simulation show that, for the same prediction horizon and the same period of standard duration of rainfall intensity, the value of the intensity grows very rapidly while the risk of prediction decreases and vice versa, or what is the same, the predictive return time is very sensitive to the probability of success and grows as it grows, tending rapidly to infinity; from which it follows that the prediction triad is made up of return time, risk and prediction horizon.

PALABRAS CLAVES: Triada de predicción; riesgo; horizonte de predicción.

INTRODUCCIÓN

Muchas son las estructuras hidráulicas importantes diseñadas para la evacuación de aguas pluviales de escorrentía directa, requiriéndose para ello en algunos casos información hidrométrica (pe: puentes, represas, defensas ribereñas) e información pluviográfica en otros (pe: drenaje urbano, drenaje de carreteras, drenaje agrícola). Sin embargo, casi siempre la información hidrométrica es muy escasa o nula, teniéndose en la mayoría de casos que recurrir a información pluviométrica para generar escorrentías, para lo cual conviene usar información de precipitación y metodologías más convenientes a fin de estimar adecuadamente las variables de diseño. En este afán se vienen cometiendo crasos errores al usar, por un lado, información pluviométrica acumulada diaria (24 horas) en vez del uso de información pluviométrica continua (bandas pluviográfica) y; de otro, se viene usando el tiempo de retorno histórico (variable independiente) en vez del tiempo de retorno de predicción (variable dependiente), el mismo que es dependiente del riesgo (J) y del horizonte (N) de predicción (ecuación 4). No obstante las aberraciones anteriores, los errores se acentúan cuando se concibe al tiempo de retorno no sólo como variable independiente sino como relacionada con la vida útil de las estructuras y se emplean además ecuaciones empíricas para la conversión de precipitación acumulada (24 horas) a intensidades de precipitación, ignorando o a sabiendas que dichas expresiones no tienen validez general en la hidrología, viejas metodologías empíricas que también se ponen de manifiesto al momento de convertir la intensidad de precipitación en escorrentía directa. Esta larga cadena sucesiva de errores hace que los resultados no sean representativos de la realidad hidrológica.

La razón de todo ello parece ser, no tanto la escasez de información pluviométrica continua (información pluviográfica), sino el haberse acostumbrado al uso de metodologías empíricas arcaicas de otras épocas de cuando en realidad no existía información de alta resolución en el tiempo y espacio, como en las actuales circunstancias.

El objeto del presente estudio es mostrar que el uso de información pluviométrica continua (bandas pluviográficas) y la concepción del tiempo de retorno como variable dependiente contribuyen, en gran medida, a mejorar la estimación de las variables de diseño y que, por tanto, cada variable está fuertemente amarrada a la triada indisoluble de predicción: tiempo de retorno, riesgo y horizonte de predicción. El inconveniente de no contar con información en la localidad misma del proyecto y la conversión de intensidad a escorrentía directa también es posible resolver utilizando criterios generales de la hidrología adimensional.

PROBLEMA

El uso frecuente de información pluviométrica periódica (24 horas) en vez de información pluviométrica continua (pluviográfica) y concebir el tiempo de retorno como variable independiente en vez de dependiente, unido a viejas metodologías empíricas de conversiones primero a intensidad y luego a escorrentía directa, conduce a resultados poco o nada representativos con la realidad hidrológica y, por tanto, inapropiados para el diseño.

OBJETIVO GENERAL

Usar información continua de alta resolución en el tiempo representada por intensidades máximas de precipitación y concebir el tiempo de retorno como variable dependiente en la predicción de variables máximas, así como el uso de metodologías apropiadas de conversión que ayuden a mejorar las variables de diseño de las diferentes estructuras hidráulicas relacionadas con la evacuación aguas pluviales de escorrentía directa.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinación de intensidades de precipitación, para periodos de duración estándar, a partir

del análisis de frecuencias de tormentas de diseño.

- Determinación del tiempo de retorno a partir de riesgos y horizontes de predicción.
- Predicción de variables de diseño mediante una triada de predicción probabilística, de acuerdo con la importancia de cada estructura.
- Transferencia de información y generación de escorrentías utilizando criterios de carácter general en vez del empirismo particular.

MATERIAL Y MÉTODOS

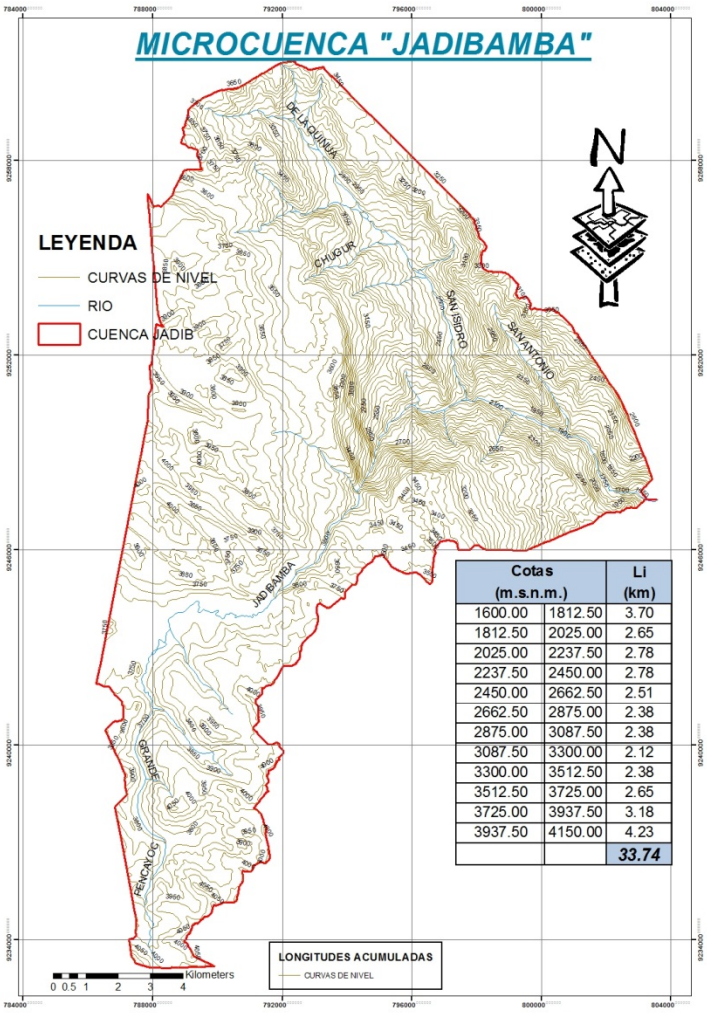
Área de estudio

Como aplicación a un sistema hidrológico sin información se seleccionó la microcuenca del río Jadibamba, la misma que se desarrolla en la cuenca del Alto Marañón del departamento de Cajamarca-Perú, entre las cotas 1600 y 4200 msnm, haciendo un área total de 258.81Km^2. Esta microcuenca es muy importante porque en su cabecera alberga el famoso proyecto aurífero Yanacocha. Los parámetros morfométricos más importantes de esta cuenca se presentan en tabla 1 y complementariamente se ilustran en la Figura 1. La estación pluviométrica con información continua de alta resolución en el tiempo se sitúa en las proximidades de la cuenca baja del río Mashcón ubicada en el campus universitario de la Universidad Nacional de Cajamarca-Perú, donde sus características más importantes también se muestran en la Tabla 1.

Tabla 1.- Parámetros morfométricos de la cuenca del río Jadibamba hidráulicamente similar a la cuenca del río Mashcón

Parámetro	**Unidad**	**Cuenca**	
		Río Jadibamba	**Río Mashcón**
Área (A)	Km^2	258.81	667.44
Altitud media (H)	m.s.n.m.	3218	3533
Perímetro (p)	Km	81.44	137.21
Índice de Gravelius (K_c)	Adim.	1.42	1.49
Relación de confluencias (R_c)	Adim.	3.83	3.67
Coeficiente orográfico (C_o)	Adim.	4.00	1.87
Número de orden (O)	Adim.	3	4
Longitud de máximo recorrido(L)	Km	23.64	-
Pendiente del máximo recorrido (S)	Adim.	0.073	-
Tiempo de concentración (t_c)	Minutos	163	-

Fuente: O. Ortiz, 2016



Cotas (m.s.n.m.)		Li (km)
1600.00	1812.50	3.70
1812.50	2025.00	2.65
2025.00	2237.50	2.78
2237.50	2450.00	2.78
2450.00	2662.50	2.51
2662.50	2875.00	2.38
2875.00	3087.50	2.38
3087.50	3300.00	2.12
3300.00	3512.50	2.38
3512.50	3725.00	2.65
3725.00	3937.50	3.18
3937.50	4150.00	4.23
		33.74

Figura 1.- Cuenca hidrográfica del río Jadibamba

Se utilizaron datos de información pluviográfica de 26 años de registros de la estación pluviométrica Weberbauer ubicada en el campus universitario de la Universidad Nacional de Cajamarca-Perú, a partir de la cual luego de un análisis de la tormenta más crítica de cada año se obtuvieron las intensidades máximas de precipitación, las que fueron convertidas a periodos de duración estándar internacional, tal como se muestra en la Tabla 1. Esta información se ajustó exitosamente al modelo de variable extrema de Gumbel de la ecuación [1], (Aparicio F., 1997).

$$F(x < X) = \exp\left[-\exp(-\alpha(x-\beta))\right] \qquad [1]$$

$\overline{X}$ = β + 0.45005(S)

α = 1.28255 S^{-1}

Donde, F(x<X), es la Probabilidad acumulada de que cualquier evento x será menor que determinado evento X; x, es el valor de la variable aleatoria; α, es Parámetro de escala; β, es el parámetro de posición; $\overline{X}$; es el promedio de los datos observados; S, es la desviación estándar de los datos observados.

Primero se simuló la triada de predicción conformada por el tiempo de retorno (T_r) para riesgos (J) y horizontes de predicción (N) considerados de interés, tal como lo establece la ecuación [4], (Aparicio F., 1997). Luego con el modelo calibrado de la ecuación [1] se determinó el valor de

la variable x para cada triada de predicción, teniendo en consideración que la inversa del primer de dicha ecuación es el tiempo de retorno de predicción, tal como muestra la Tabla 2.

Los resultados de la simulación de intensidades máximas fueron transferidos hasta el lugar de interés mediante la función de transferencia derivada del parámetro adimensional de lluvia de la ecuación [3] y utilizando criterios de similitud hidráulica de sistemas hidrológicos (O. Ortiz, 2015), tal como muestra la Tabla 3.

Finalmente, se generó escorrentías en la cuenca Jadibamba a partir de los datos transferidos de intensidades máximas de precipitación para cada triada de predicción, empleando criterios de similitud hidráulica de sistemas hidrológicos (O. Ortiz, 2015). Para lo cual se asumió que el primer miembro (π_4) de la ecuación [2] es el coeficiente de escorrentía directa, que para este caso fue determinado con el mismo criterio que para el método Racional, la intensidad de precipitación fue determinada para el tiempo de concentración de la cuenca y consecuentemente el caudal máximo corresponde al pico del hidrograma. Metodología interesante que, por ser adimensional, no tiene límites de aplicación, sólo con la condición de que el área receptora sea igual a la colectora.

La aplicación de la ecuación [2] para la generación de escorrentías tiene la ventaja de que, por ser adimensional, no tiene límites de aplicación a parte de la única restricción de que la cuenca receptora y la colectora sean coincidentes. Para su aplicación en la generación de escorrentías, se consideró al primer miembro adimensional como coeficiente de escorrentía directa, cuya cuantificación se hizo usando los mismos criterios que para el método Racional, estimándose un valor 0.40. Seguidamente la intensidad máxima de precipitación fue convertida al período de duración equivalente al tiempo de concentración de la cuenca, con todo lo cual automáticamente se consigue que el caudal máximo encontrado para cada caso corresponda al pico del hidrograma de escorrentía directa y que la triada de predicción de cada intensidad sea la misma que para la variable causal.

Como mejoramiento de esta importante metodología es posible ajustar aún más la estimación del coeficiente de escorrentía introduciendo la influencia de la geometría de la cuenca y de la capacidad de almacenamiento en la misma. Asimismo, conociendo el pico del hidrograma se podría componer el total haciendo uso de las características geomorfológicas de la cuenca.

Debe hacerse hincapié que la información pluviométrica continua de alta resolución en el tiempo es insustituible cuando se trata de generar escorrentías a partir de datos de precipitación.

Tabla 2.- Intensidades máximas para periodos de duración estándar internacionales de la estación pluviométrica Weberbauer de la Universidad de Cajamarca-Perú (altitud, 2534 msnm).

	INTENSIDADES MÁXIMAS ORDENADAS (mm / h)				
m	***5 min***	***10 min***	***30 min***	***60 min***	***120 min***
1	*112.8*	*75.2*	*41.0*	*27.1*	*19.0*
2	*111.6*	*75.0*	*40.6*	*26.0*	*14.0*
3	*101.0*	*73.0*	*38.0*	*23.7*	*14.0*
4	*92.0*	*71.8*	*37.9*	*23.1*	*14.0*
5	*91.5*	*71.0*	*37.2*	*23.0*	*13.5*
6	*90.0*	*68.1*	*37.0*	*23.0*	*13.3*
7	*88.3*	*66.3*	*37.0*	*21.1*	*13.0*
8	*84.6*	*65.4*	*36.2*	*21.0*	*12.9*
9	*83.0*	*64.2*	*35.0*	*19.0*	*12.0*
10	*82.2*	*63.0*	*34.0*	*19.0*	*11.1*
11	*81.3*	*60.2*	*33.8*	*18.0*	*11.0*
12	*76.0*	*60.1*	*32.4*	*18.0*	*11.0*
13	*75.3*	*60.0*	*31.4*	*17.9*	*10.0*
14	*73.6*	*58.0*	*30.1*	*17.9*	*10.0*
15	*73.0*	*56.3*	*29.1*	*16.7*	*9.8*
16	*73.0*	*54.8*	*28.7*	*16.0*	*9.6*
17	*71.1*	*54.4*	*28.0*	*16.0*	*9.3*
18	*70.4*	*53.0*	*28.0*	*15.7*	*9.3*
19	*68.0*	*52.8*	*27.6*	*15.6*	*9.0*
20	*67.2*	*51.0*	*25.6*	*15.5*	*8.9*
21	*65.0*	*50.4*	*24.0*	*15.5*	*8.2*
22	*60.0*	*50.0*	*24.0*	*14.0*	*8.1*
23	*59.3*	*49.2*	*23.0*	*13.8*	*8.0*
24	*58.0*	*47.8*	*21.6*	*13.2*	*7.9*
25	*56.0*	*39.0*	*21.0*	*12.0*	*6.0*
26	*26.0*	*24.0*	*19.0*	*10.0*	*5.0*
Media X	***76.5462***	***58.2308***	***30.8154***	***18.1462***	***10.6885***
Des. Est. S	***18.3006***	***11.6921***	***6.3972***	***4.1418***	***2.9939***
α	***0.070082***	***0.109694***	***0.200486***	***0.309660***	***0.428388***
β	***68.310015***	***52.968770***	***27.936340***	***16.282183***	***9.341095***

Fuente: O. Ortiz, 1994.

Relación entre los parámetros adimensionales de lluvia y flujo instantáneo

Estos parámetros adimensionales están íntimamente ligados constituyendo el uno la causa (parámetro de lluvia de la ecuación 3) y el otro el efecto (parámetro de flujo instantáneo de la ecuación 2).

$$\pi_4 = \frac{Q}{I \times A} \qquad [2]$$

$$\pi_3 = \frac{I \times t}{H} \qquad [3]$$

Dónde: π es parámetro adimensional; Q, es el caudal máximo; I, es la intensidad de precipitación; A, es el área proyectada de la cuenca; t, es el tiempo de duración y H, es altitud sobre el nivel del mar. Dada la naturaleza adimensional de estas expresiones, son válidas para cualquier sistema hidrológico independientemente de su tamaño, sólo con la limitación de que el área receptora de precipitaciones coincida con el área colectora.

Triada de predicción hidrológica

La triada de predicción se expresa mediante la ecuación [4], (Aparicio F., 1997).

$$T_r = \frac{1}{1 - \left(1 - J\right)^{\frac{1}{N}}} \qquad [4]$$

Donde: $\mathbf{T}_r$, es el periodo de retorno (años); **J,** y **N,** es el riesgo y horizonte de predicción de la triada, respectivamente. El horizonte de predicción tiene relación con la vida útil de cada estructura.
La aplicación de la ecuación [3] a sistemas hidrológicos hidráulicamente similares da origen a la función de transferencia [5].

Función de transferencia de intensidades de precipitación

La función de transferencia de intensidades de precipitación se obtiene a partir del parámetro adimensional de la ecuación [3] usando el criterio de similitud hidráulica de sistemas hidrológicos (O. Ortiz, 2015), tal como lo establece la ecuación [5].

$$I_s = \left(\frac{H_s}{H_c}\right)\left(\frac{t_c}{t_s}\right) I_c \qquad [5]$$

Donde, los subíndices "s" corresponden a la cuenca sin información de intensidades de precipitación (cuenca del río Jadibamba, en este caso) y los subíndices "c" a la cuenca con información de intensidades (cuenca del río Mashcón, en este caso). Si la transferencia de intensidades de precipitación se realiza para los mismos tiempos de duración estándar internacional, entonces la escala de periodos de tiempo de la ecuación [5] es la unidad y la transferencia sólo se realiza en función de la escala de altitudes, que para este el factor de transferencia fue de 1.27.

Tiempo de concentración

Existen diversas expresiones empíricas para estimar el tiempo de concentración de una cuenca, por razones de limitación (S>0.05) se seleccionó aquí la fórmula propuesta por Kirpich, dada por la ecuación [6] (Aparicio, F.J., 1997).

$$t_c = 0.0195 \times L^{0.77} \times S^{-0.385} \qquad [6]$$

Dónde: t_c, es el tiempo de concentración, en horas; L, es la longitud de máximo recorrido del cauce principal, en m; y S, es la pendiente promedio de la longitud de máximo recorrido, adimensional.

El tiempo de concentración es valioso porque constituye el periodo de duración de la intensidad sobre la cuenca estudiada, a efecto de usar el parámetro adimensional de flujo instantáneo y obtener el pico del hidrograma de escorrentía directa, por lo que conviene estimarlo lo más aproximado posible.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

El valor de cada variable de diseño está íntimamente ligado a una triada de predicción probabilística, tal como muestra la Tabla 2, donde se observa que para un mismo horizonte (N) y periodo de duración de la intensidad de lluvia el valor de la variable crece rápidamente al disminuir el riesgo de predicción y viceversa. Esta dependencia, unido al uso de datos de precipitación con alta resolución en el tiempo, mejora indudablemente la calidad de las variables y por ende la calidad de los diseños.

Sólo a manera de ejemplo se han considerado los horizontes de predicción de 5, 10 y 25 años, donde se observa que, para un mismo riesgo, a mayor horizonte de predicción mayor es el tamaño de la variable de diseño. El horizonte de predicción "N" tiene relación con la vida útil de estructura materia del estudio.

Los datos de intensidades máximas de precipitación de la estación pluviométrica Weberbauer fueron trasferidos a la cuenca del río Jadibamba manteniendo los mismos periodos estándar internacionales (5 minutos, 10 minutos, 30 minutos, 60 minutos, etc.) y con las mismas características de predicción: tiempo de retorno, riesgo y horizonte de predicción, tal como se aprecia en la Tabla 3.

La generación de escorrentía de la última columna de la Tabla 3, corresponde a la intensidad de precipitación estimada para un periodo de duración igual al tiempo de concentración de la cuenca Jadibamba (penúltima columna de la misma Tabla), a efecto de obtener el pico del hidrograma de escorrentía directa mediante el uso de la ecuación [2]. El coeficiente de escorrentía de esta ecuación se determinó con el mismo criterio que para el método Racional, obteniéndose un valor de $\pi_4 = 0.40$. Dicho coeficiente puede ajustarse, además, por la geometría de la cuenca y la capacidad de almacenamiento de la misma, que será materia de otro trabajo.

La triada de predicción para la escorrentía corresponde, como es obvio, la misma que para la variable causal (intensidad de precipitación).

Tabla 2.- Simulación de intensidades máximas de precipitación para cada triada de predicción mediante el modelo Gumbel - estación pluviométrica Weberbauer (altitud 2536 msnm), microcuenca río Mashcón.

N	J (%)	Tr (Años)	Intensidades máximas (mm/h)				
			5 min	10 min	30 min	60 min	120 min
	00	∞	-	-	-	-	-
5	1	498.0	156.9	109.6	58.9	36.3	23.8
	2	248.0	147.0	103.2	55.4	34.1	22.2
	5	98.0	133.7	94.7	50.8	31.1	20.0
	10	48.0	123.4	88.2	47.2	28.7	18.4
	15	31.3	117.2	84.2	45.0	27.4	17.3
	20	22.9	112.7	81.3	43.4	26.3	16.6
	25	17.9	109.1	79.0	42.2	25.5	16.0
	30	14.5	106.0	77.0	41.1	24.8	15.5
	40	10.3	100.9	73.8	39.3	23.6	14.7
	50	7.7	96.4	71.0	37.8	22.7	13.9
	60	6.0	92.6	68.5	36.4	21.8	13.3
	70	4.7	88.7	66.0	35.1	20.1	12.7
	80	3.6	84.3	63.2	33.5	19.9	12.0
	90	2.7	79.3	60.0	31.8	18.8	11.1
	100	1.0	-	-	-	-	-
	00	∞	-	-	-	-	-
10	1	995.5	165.5	115.9	62.4	38.6	25.5
	2	495.4	156.8	109.5	58.9	36.3	23.8
	5	195.5	143.6	101.0	54.2	33.3	21.6
	10	95.4	133.3	94.5	50.6	31.0	20.0
	15	62.0	127.1	90.5	48.5	29.6	19.0
	20	45.3	122.6	87.6	46.9	28.6	18.2
	25	35.3	119.0	85.3	45.6	27.7	17.6
	30	28.5	115.8	83.3	44.6	27.0	17.1
	40	20.1	110.8	80.1	42.8	25.9	16.3
	50	14.9	106.4	77.3	41.2	24.9	15.6
	60	11.4	102.4	74.7	39.8	24.0	14.9
	70	8.8	98.5	72.2	38.5	23.1	14.3
	80	6.7	94.3	69.6	37.0	22.2	13.6
	90	4.9	89.4	66.4	25.3	21.1	12.8
	100	1.0	-	-	-	-	-
	00						-
25	1	2488.0	179.9	124.2	66.9	41.5	27.6
	2	1238.0	169.9	117.9	63.4	39.3	26.0
	5	487.9	156.6	109.4	58.8	36.3	23.8
	10	237.8	146.4	102.8	55.2	33.9	22.1
	15	154.3	140.2	98.9	53.1	32.5	21.1
	20	112.5	135.6	96.0	51.5	31.5	20.4
	25	87.4	132.0	93.7	50.2	30.7	19.8
	30	70.6	129.0	91.7	49.1	30.0	19.3
	40	49.4	123.8	88.4	47.3	28.8	18.4
	50	36.6	119.5	85.7	45.8	27.9	17.7
	60	27.8	115.5	83.1	44.4	27.0	17.6
	70	21.3	111.6	80.6	43.1	26.1	16.4
	80	16.0	107.4	78.0	41.6	25.1	15.7
	90	11.4	102.4	74.7	39.8	24.0	14.9
	100	1.0	-	-	-	-	-

N, horizonte de predicción; J, riesgo de predicción; T_r, tiempo de retorno.

La información de intensidades máximas de la Tabla 2, fue transferida al lugar de interés correspondiente a la altitud media de la cuenca Jadibamba perteneciente a la misma vertiente del Amazonas, tal como muestra la Tabla 3, para lo cual se utilizó la ecuación [5], con factor de transferencia de 1.27.

Tabla 3.- Intensidades máximas de precipitación transferidas a la microcuenca del río Jadibamba (altitud media 3218 msnm) y simulación de escorrentía mediante el parámetro adimensional de flujo instantáneo.

N	J (%)	Tr (Años)	INTENSIDADES MÁXIMAS (mm/h)						
			5 min	10 min	30 min	60 min	120 min	t_c =163 min	$Q_{max.}$(m^3/s)
	00	∞	-	-	-	-	-	-	-
5	1	498.0	199.3	139.2	74.8	46.1	30.2	22.3	641.3
	2	248.0	186.7	131.1	70.4	43.3	28.2	20.9	601.0
	5	98.0	169.8	120.3	64.5	39.5	25.4	18.8	540.6
	10	48.0	156.7	112.0	59.9	36.4	23.4	17.3	497.5
	15	31.3	148.8	106.9	57.2	34.8	22.0	16.3	468.7
	20	22.9	143.1	103.2	55.1	33.4	21.1	15.6	448.6
	25	17.9	138.6	100.3	53.6	32.4	20.3	15.0	431.4
	30	14.5	134.6	97.8	52.2	31.5	19.7	14.6	419.9
	40	10.3	128.1	93.7	49.9	30.0	18.7	13.8	396.8
	50	7.7	122.4	90.2	48.0	28.8	17.7	13.1	376.7
	60	6.0	117.6	87.0	46.2	27.7	17.0	12.6	362.3
	70	4.7	112.6	83.8	44.6	25.5	16.1	19.9	342.2
	80	3.6	106.9	80.3	42.5	25.3	15.2	11.2	322.2
	90	2.7	100.7	76.2	40.4	23.9	14.1	10.4	299.1
	100	1.0	-	-	-	-	-	-	-
	00	∞	-	-	-	-	-	-	-
10	1	995.5	210.2	147.2	79.2	49.0	32.4	24.0	690.2
	2	495.4	199.1	139.1	74.8	46.1	30.2	22.3	641.3
	5	195.5	182.4	128.3	68.8	42.3	27.4	20.3	583.8
	10	95.4	169.3	120.0	64.3	39.4	25.4	18.8	540.6
	15	62.0	161.4	114.9	61.6	37.6	24.1	17.8	511.9
	20	45.3	155.7	111.3	59.6	36.3	23.1	17.1	491.7
	25	35.3	151.1	108.3	57.9	35.2	22.4	16.6	477.4
	30	28.5	147.1	105.8	56.6	34.3	21.7	16.0	460.1
	40	20.1	140.7	101.7	54.4	32.9	20.7	15.3	440.0
	50	14.9	135.1	98.2	52.3	31.6	19.8	14.7	422.7
	60	11.4	130.0	94.9	50.5	30.5	18.9	14.0	402.6
	70	8.8	125.1	91.7	48.9	29.3	18.2	13.5	388.2
	80	6.7	119.8	88.4	47.0	28.2	17.3	12.8	368.1
	90	4.9	113.5	84.3	32.1	26.8	16.3	12.1	348.0
	100	1.0	-	-	-	-	-	-	-
	00						-	-	-
25	1	2488.0	228.5	157.7	85.0	52.7	35.0	25.9	744.8
	2	1238.0	215.8	149.7	80.5	49.9	33.0	24.4	701.7
	5	487.9	198.9	138.9	74.7	46.1	30.2	22.3	641.3
	10	237.8	185.9	130.6	70.1	43.0	28.1	20.8	598.1
	15	154.3	178.0	125.6	67.4	41.3	26.8	19.8	569.4
	20	112.5	172.2	121.9	65.4	40.0	25.9	19.2	552.1
	25	87.4	167.6	119.0	63.8	39.0	25.1	18.6	534.9
	30	70.6	163.8	116.5	62.4	38.1	24.5	18.1	520.5
	40	49.4	157.2	112.3	60.1	36.6	23.4	17.3	497.5
	50	36.6	151.8	108.8	58.2	35.4	22.5	16.7	480.2
	60	27.8	146.7	105.5	56.4	34.3	22.4	16.6	477.4
	70	21.3	141.7	102.4	54.7	33.1	20.8	15.4	442.9
	80	16.0	136.4	99.1	52.8	31.9	19.9	14.7	422.7
	90	11.4	130.0	94.9	50.5	30.5	18.9	14.0	402.6
	100	1.0	-	-	-	-	-	-	-

N, horizonte de predicción; J, riesgo; T_r; tiempo de retorno; t_c, tiempo de concentración de la cuenca; $Q_{máx}$; caudal pico del hidrograma.

Mediante el uso de la ecuación [2], para las intensidades correspondientes al tiempo de concentración de la cuenca Jadibamba, se generaron las escorrentías que se muestra en la última columna de la Tabla 3, donde se aprecia que para caudal máximo generado corresponde la misma triada de predicción que para la intensidad de donde proceden.

CONCLUSIONES

- El hecho de usar el tiempo de retorno como variable independiente, desligado del riesgo y del horizonte de predicción, no tiene ningún sentido en la predicción de variables de diseño.
- Las intensidades máximas de precipitación, convertidas a periodos de duración estándar internacional, no sólo constituyen fuentes de comparación, sino que también facilitan las interpolaciones y extrapolaciones para otros periodos de duración de interés.
- Cada variable de diseño generada mediante simulación probabilística está fuertemente ligada a una triada de predicción conformada por: tiempo de retorno, horizonte y riesgo de predicción.
- La triada de predicción, unido a la información continua de alta resolución en el tiempo mejoran enormemente la calidad de los diseños.
- El uso de métodos empíricos arcaicos para generación de escorrentía directa a partir de información periódica de precipitaciones en 24 horas, ya no tiene sentido en los momentos actuales y jamás puede reemplazar a la información continua de alta resolución en el tiempo.
- La transferencia de información mediante parámetros adimensionales facilita los diseños con la disponibilidad de datos en la misma localidad del proyecto.
- La utilización del parámetro adimensional de flujo instantáneo (ecuación 2) para la generación de escorrentías tiene la ventaja ser una expresión general e independiente del tamaño del sistema.
- La regionalización morfométrica adimensional puede contribuir en mucho a la solución de problemas de falta de información y explicar fenómenos en base ecuaciones generales, evitando las particularidades de la ecuaciones empíricas.

REFERENCIAS

Antigüedad, I. & Cruz, S. (1980). "*Estudio morfométrico de la cuenca del río Arratia"*. Boletín de La Real Sociedad Geográfica 66: 31-52.

Aparicio, F. J. (1997). "Fundamentos de Hidrología de Superficie". Edit. Limusa S.A., España, 303 pp.

Askoa Ibizate, G. (2004). "Análisis Morfométrico de la Cuenca y de la Red de Drenaje del Río Zadorra y sus afluentes Aplicado a la Peligrosidad de Crecidas". Boletín de la A.G.E. n° 38-2004, pp. 311-329, Universidad del País Vasco.

Gutiérrez Elorza, M. (2008). "*Geomorfología"*. Ed. Pearson Prentice Hall.

Miguel A., Vergara S. (1993). "*Técnicas de Modelación en Hidráulica*", Ediciones Alfaomega.

O., Ortiz V. (2015). "Similitud hidráulica de sistemas hidrológicos altoandinos y transferencia de información hidrometeorológica". ISSN 0187-8336. Tecnología y Ciencias del Agua, vol. VI, núm. 4, julio-agosto de 2015, pp. 25-44.

Raúl F., Vásquez Z., (2010). "*Modelación Hidrológica de una Microcuenca Altoandina en el Austro Ecuatoriano"*. Grupo de Ciencias de la Tierra y del Ambiente, Dirección de Investigación, Universidad de Cuenca, Cuenca, Ecuador.

Streeter V., Wylie E., & Betford, K. (1999). "*Mecánica de Fluidos"*; 9ª Ed. Santafé de Bogotá. McGraf Hill Internacional, S.A., 740 pp.

Tarbuck, J. & Lutgens, F. (1999). "*Ciencias de la Tierra: una introducción a la geología física"*. Ed. Prentice Hall Iberia.

Ven Te Chow. (1993). "*Hidrología Aplicada*", Mc Graw Hill.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

ESTIMACIÓN DE LA EVAPORTRANSPIRACIÓN EN LA CIUDAD DE MANIZALES, COLOMBIA

Luisa Fernanda Calderón C.[1], Jorge Julián Vélez U.[2] y Blanca Adriana Botero H..[3]

1. Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales, Colombia, lfcalderonc@unal.edu.co
2. Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales, Colombia, jjvelezu@unal.edu.co
3. Universidad de Medellín, Colombia, babotero@udem.edu.co

RESUMEN:

Este estudio tiene como objetivo evaluar el comportamiento de distintas ecuaciones para el cálculo de la evapotranspiración potencial con respecto al método de FAO Penman – Monteith considerado como un estándar para la estimación de esta variable, con la finalidad de determinar una alternativa adecuada a éste para ser usada cuando no se disponga de la información climática que el método estándar requiere. Se utilizó la información de diez estaciones climatológicas de Manizales y a partir de los resultados obtenidos mediante diferentes indicadores estadísticos de desempeño se determinó que los métodos de Turc modificado y Priestley y Taylor son los que menores errores presentan respecto al método estándar, mientras que las metodologías de Thornthwaite y García y López mostraron el peor comportamiento de acuerdo con éste, bajo las condiciones climáticas de Manizales.

ABSTRACT:

This study aims to evaluate the behavior of different equations for the calculation of potential evapotranspiration with respect to the FAO Penman - Monteith method, considered as a standard for the estimation of this variable, in order to determine a suitable alternative to this one used when insufficient climate information is available as required by the standard method. The research was carried out using the information of ten climatological gauge stations of Manizales city. From results obtained by different statistical indicators of performance, it was determined that the modified Turc and Priestley and Taylor methods are the ones that present smaller errors compared to the standard method, whereas The methodologies of Thornthwaite and García and Lopez showed the worst behavior according to this under the climatic conditions of Manizales.

PALABRAS CLAVE: Evapotranspiración, FAO Penman-Monteith, métodos de estimación.

INTRODUCCIÓN

La evaporación es un proceso físico puro por el cual el agua líquida se convierte en vapor de agua y representa el cambio del agua al aire. El agua se evapora de una variedad de superficies, tales como lagos, ríos, caminos, suelos y la vegetación mojada (Allen et al., 2006). Toda la materia puede evaporarse si sus moléculas tienen energía suficiente para la transición de fase (Yang, 2015). La transpiración es el resultado del proceso físico y biológico por el cual el agua cambia del estado líquido al gaseoso, a través del metabolismo de las plantas mediante dos procesos, el primero se realiza por medio de los estomas de las hojas y el segundo a través de la cutícula.(Campos, 1998). La combinación de estos procesos que son independientes pero difíciles de medir por separado, se denomina evapotranspiración (ET) y representa el transporte de agua de la tierra de nuevo a la atmósfera, a la inversa de la precipitación (Thornthwaite, 1948).

La correcta determinación de la ET es fundamental para diversas disciplinas, entre ellas los estudios agrícolas e hidrológicos, en los cuales la ET juega un papel esencial en el balance hídrico (Chávez et al., 2013), de gran importancia para la gestión de recursos hídricos, manejo de cuencas y para la estimación de las necesidades de agua de los cultivos, la programación del riego, la gestión de la sequía y estudios sobre el cambio climático (Raziei & Pereira, 2013); además, el monitoreo de la evapotranspiración tiene implicaciones importantes en el modelado del clima regional y global, así como en la evaluación de estrés ambiental sobre los ecosistemas naturales y agrícolas (Allen, 2000). Los resultados de los modelos climáticos indican que los cambios en la humedad disponible liberados a la atmósfera pueden tener efectos de retroalimentación importantes en la formación de nubes, que a su vez afecta en gran medida el presupuesto de radiación y campos de precipitación a escala mundial y continental (Kustas & Norman, 1996). Por último, la evapotranspiración interviene en el balance energético, asegurando que la energía solar recibida por la tierra sea devuelta a la atmósfera.

Debido a la gran cantidad de métodos disponibles, se han realizado diferentes estudios alrededor del mundo con el fin de evaluarlos y se han desarrollado guías en las cuales se recomiendan algunos, como la presentada por Doorenbos & Pruitt (1977) en el documento número 24 de la serie de riego y drenaje de la organización para la agricultura y la alimentación (FAO), la cual recomendaba los métodos de Blaney- Criddle, radiación, Penman y tanque de evaporación; sin embargo, muchos investigadores evaluaron la validez de las ecuaciones recomendadas por la FAO-24 y por las otras existentes en la literatura y mostraron sus deficiencias, llegando a ser evidente que los métodos propuestos no se comportan de la misma manera en diversas zonas del mundo, lo que muestra la necesidad de determinar un método estándar.

En esta investigación, que se realiza en la zona urbana de Manizales - Caldas, Colombia, se pretende encontrar un método de estimación de la evapotranspiración potencial (ETP) alterno al de FAO Penman-Monteith (FAO PM), que pueda ser usado cuando no se cuenta con todas las variables meteorológicas requeridas por éste y con el que se puedan obtener estimaciones muy similares que garanticen la correcta determinación de la evapotranspiración potencial según las condiciones climáticas del sitio de estudio. Para este fin, se analizaron diez métodos indirectos tanto empíricos como de base física para el cálculo de la evapotranspiración potencial utilizando diferentes indicadores estadísticos de desempeño.

Los procesos de planificación urbana y de planificación de cuencas urbanas conlleva la responsabilidad de una estimación confiable de los balances hídricos, los cuales requiere de la mejor estimación de la evapotranspiración.

METODOLOGÍA

La ciudad de Manizales se encuentra localizada sobre la cordillera de los Andes, en la región centro sur del departamento de Caldas, Colombia, con una extensión total de 52 km2, tiene una elevación media de 2150 m.s.n.m. En la Figura 1 se puede apreciar el mapa de la ciudad y la localización de las estaciones utilizadas en el estudio.

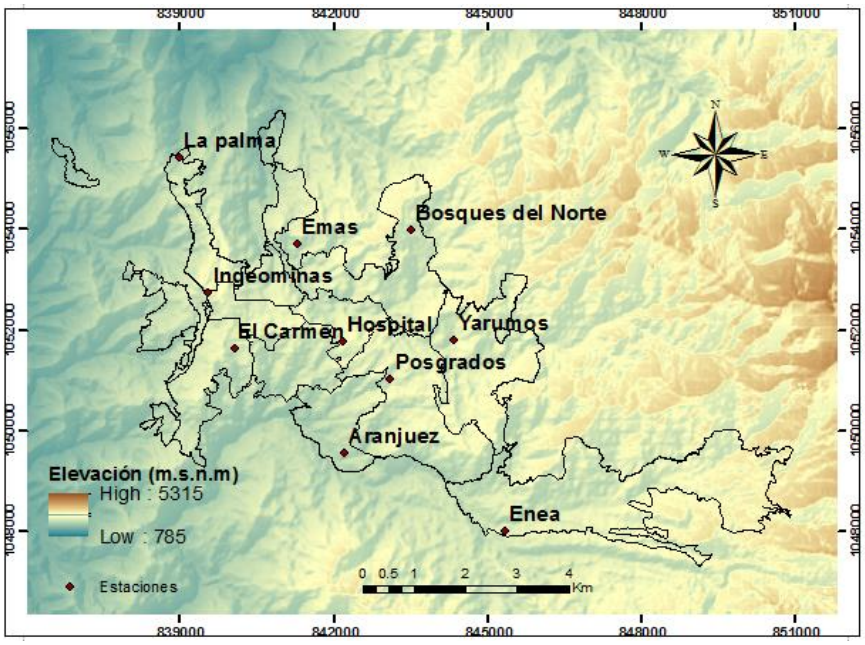


Figura 1.- Ubicación de las estaciones de estudio dentro del perímetro urbano de Manizales

Las etapas llevadas a buen término para alcanzar el objetivo planteado en esta investigación fueron las siguientes:

- Recopilación y análisis de la información espacial y temporal para la ciudad de Manizales
- Análisis estadístico de la información y llenado de datos faltantes
- Selección en los métodos a comparar, se seleccionan sólo nueve métodos entre más de veinte disponibles en la literatura (Calderón, 2017).
- Cálculo de la evapotranspiración y criterios de comparación.
- Determinación de la evapotranspiración mediante el balance hídrico utilizando una ecuación simple y un modelo hidrológico de tanques.

La investigación se realizó utilizando la información de 10 estaciones climatológicas pertenecientes a la Unidad de Gestión del Riesgo de la Alcaldía de Manizales y la Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales.

Ante la gran cantidad de métodos disponibles en la literatura, la selección de los métodos empíricos para calcular la ETP se realizó a partir de los antecedentes internacionales, regionales y locales, teniendo como criterios de selección los métodos que son muy representativos de este fenómeno a nivel mundial por su antigüedad y uso extendido, tales como Hargreaves-Samani, Turc modificado, Thornthwaite, Schendel, Makkink, Priestley y Taylor; además, se tomaron en cuenta los métodos que han sido recomendados para Colombia y el Eje Cafetero, entre ellos, García y López, García y López modificado y Cenicafé. De esta forma, se seleccionaron nueve metodologías empíricas que utilizan distintas variables meteorológicas para evaluarlas con respecto al método estándar FAO Penman-Monteith, cuyos parámetros climáticos se presentan en la Tabla 1. Todas las metodologías se calculan en escala diaria, excepto Thornthwaite que es mensual.

Tabla 1.- Métodos de estimación seleccionados

Método de estimación	**Parámetros climáticos**	**Variable**
Thornthwaite (1944)	Temperatura mensual máxima y mínima	Tmax,Tmin
Turc Modificado (1961)	Temperatura media, Humedad relativa y Radiación solar incidente	Tmed,Rg,Hr
García y lópez (1970)	Temperatura media y Humedad relativa	Tmed, Hr
García y lópez modificado (2008)	Temperatura media y Humedad relativa	Tmed, Hr

Cenicafe (2006)	Elevación sobre el nivel del mar	Altura, h
Priestley & Taylor (1972)	Radiación neta y Temperatura media	Rn, Tmed
Makkink (1957)	Radiación solar y Temperatura media	Rs, Tmed
Hargreaves-Samani modificado (1985)	Radiación solar y Temperaturas media, m´xima y mínima	Ra, Tmed, Tmax, Tmin
Schendel (1967)	Temperatura media y Radiación	Tmed, Rh
FAO Penman-Monteith (1990)	Radiación neta, Temperatura, velocidad del viento, Humedad relativa	Rn, Ra, Hr, T, Velocidad viento,

- **Ecuación de Thornthwaite (1948)**

La ecuación de Thornthwaite de 1948 da una estimación de la evapotranspiración potencial, se basa en experimentos efectuados con lisímetros. Esta ecuación fue modificada en 1948 por el mismo autor, en la que relacionó los datos de temperatura y evapotranspiración en regiones del Oeste de Estados Unidos (Vélez et al., 2000b).

$$ETP=1.6(10\frac{T}{I})^{a} \quad [1]$$

Donde ETP es la evaporación potencial en cm/mes, T es la temperatura media mensual en grados centígrados, I es el índice calórico anual dado por:

$$I=12(\frac{Tanual}{5})^{1.514} \quad [2]$$

a es un exponente dado en función de I:

$$a=0.000000675I^{3}-0.0000771I^{2}+0.01792I+0.49239 \quad [3]$$

- **Turc modificado (1961)**

Turc en 1961, basado en observaciones de cajas lisimétricas, presentó la siguiente expresión para estimar la evaporación potencial:

$$ETP=K(\frac{T}{T+15})(Rg+50) \quad [4]$$

Para humedad relativa media mensual superior al 50%.

$$ETP=K(\frac{T}{T+15})(Rg+50)(1+\frac{50-HR}{70}) \quad [5]$$

Para humedad relativa media mensual inferiores al 50%.

Donde ETP es la evapotranspiración potencial en mm/mes; K es una constante igual a 0.40 para meses de 30 y 31 días, 0.37 para febrero, al dividir cada coeficiente entre las correspondientes duraciones de los meses en días, se obtienen un coeficiente único de 0.013 que es el valor utilizado para los cálculos diarios de ETP por este método; T es la temperatura media mensual en ºC y Rg es la radiación solar global incidente del mes considerado expresada en cal/ cm2 /día.

- **Ecuación García & López (1970)**

Está basada en las correlaciones hechas entre la evaporación medida en 6 estaciones tropicales dentro del rango latitudinal 15ºN y 15º S, la temperatura y la humedad relativa.

$$ETP=1.21*10^{n}\,(1-0.01Hr)+0.21T-2.3 \quad [6]$$

Dónde ETP es la evaporación potencial en mm/día

$$n=\frac{7.45T}{234.7+T} \quad [7]$$

T es la temperatura media del aire en ºC y Hr es la humedad relativa media diurna en porcentaje.

- **Ecuación García y López Modificada por Jaramillo (2008)**

$$ETP=1.22*10^{n}\,(1-0.01Hr)+0.2T-1.8 \quad [8]$$

Donde ETP es la evaporación potencial en mm/día.

$$n=\frac{7.45T}{(234.7+T)}$$

T es la temperatura media del aire en ºC y Hr es la humedad relativa media diurna en porcentaje.

- **Ecuación de Cenicafé (2006)**

Esta ecuación fue obtenida por el Centro Nacional de Estudio del Café mediante una regresión a los valores obtenidos de aplicar el método de Penman a los datos de las estaciones climáticas en Colombia (Jaramillo, 2006)

$Eto=4.37\ exp(-0.0002\ h)$ [9]

Donde Eto es la evapotranspiración de referencia en mm/día y h es la cota sobre el nivel del mar en m.

- **Ecuación de Priestley &Taylor (1972)**

Es una fórmula simplificada del método de Penman, según la cual, el término aerodinámico se sustituye por un coeficiente (α), requiere sólo la radiación y temperatura para su cálculo. Esta simplificación se basa en el hecho de que la evapotranspiración es más dependiente de la radiación solar que de la humedad relativa o la velocidad del viento. Se ha encontrado que el componente de radiación es responsable de aproximadamente 2/3 de la ETP (Priestley & Taylor, 1972). Este método es confiable en zonas húmedas, pero no adecuado para regiones áridas

$$ETP = \alpha\left(\frac{\Delta}{\Delta+\gamma}\right)\left(\frac{Rn-G}{\lambda}\right) \quad [10]$$

Donde ETP es la Evapotranspiración potencial, mm/ día, Δ es la pendiente de la curva de la presión de vapor saturado a la temperatura promedio del aire en °C, γ es la constante psicrométrica en KPa/°C, Rn es la radiación neta en MJ/m2día y λ es el calor latente de vaporización en MJ/kg, α puede ser calibrado de acuerdo con las condiciones locales (por lo general se utilizan valores de 1,12 o 1.26) (Sheikh & Mohammadi, 2013).

- **Ecuación de Makkink (1957)**

Se puede considerar como una forma simplificada de la ecuación de Priestley-Taylor, que también requiere la radiación y la temperatura para el cálculo de la ETP. La diferencia consiste en el hecho de que en lugar de la radiación neta (Rn) utiliza la radiación solar, se desarrolló para climas húmedos.

$$ETP = \alpha\left(\frac{\Delta}{\Delta+\gamma}\right)\left(\frac{Rs}{2.45}\right) - 0.012 \quad [11]$$

Donde ETP es la evapotranspiración potencial en mm/día, Rs es la radiación solar total diaria en MJm2/día, γ es la constante psicrométrica, Δ la pendiente de la curva de presión de vapor saturado a la temperatura promedio del aire en °C, α es 0.61 y β es 0.012.

- **Ecuación de Hargreaves– Samani modificado**

Después de varios años de calibración (Hargreaves & Samani, 1985), la ecuación quedó de la siguiente forma:

$$ETP = 0.0023\ R_a\ *\ (T + 17.8) * TD^{0.5} \quad [12]$$

Donde ETP es la evapotranspiración potencial en mm/día, Ra es la radiación extraterrestre en mm/día, T es la temperatura promedio.

- **Ecuación de Schendel (1967)**

$$ETP = 16 * \frac{T}{RH} \quad [13]$$

Donde ETP es la evapotranspiración potencial en mm/día, T es la temperatura promedio del aire en ºC y RH es la humedad relativa en porcentaje.

- **Ecuación FAO Penman – Monteith (1990)**

Es una modificación de la ecuación original de Penman – Monteith y de las ecuaciones de resistencia aerodinámica y del cultivo realizada por la FAO (Allen, 1999).

$$ETo = \frac{0.408\,\Delta(Rn-G) + \gamma \frac{900}{T+273} U2\,(e_s - e_a)}{\Delta + \gamma(1+0.34\,U2)} \quad [14]$$

Dónde: ETo es la evapotranspiración de referencia en mm/día; Rn es la radiación neta en la superficie del cultivo en MJ/m2día; G es el flujo del calor de suelo en MJ/m2día; T es la temperatura media del aire a 2 m de altura (°C); U2 es la velocidad del viento a 2 m de altura en m/s; es es la presión de vapor de saturación en kPa; ea es la presión real de vapor en kPa;(es – ea) es el déficit de presión de vapor (kPa); Δ es la pendiente de la curva de presion de vapor (kPa °C-1) y ɣ es la constante psicrometrica (kPa/ °C).

La evapotranspiración fue calculada por cada uno de estos métodos y su desempeño con respecto al estándar de FAO Penman Monteith, fue evaluado mediante diferentes tipos de índices estadísticos muy utilizados en modelación para evaluar la precisión de los datos simulados y observados. Cabe aclarar que los valores obtenidos por el método estándar fueron tomados como los reales u observados. A continuación se muestran estos tipos de índices o errores

Promedio de los errores absolutos (MAE)

$$MAE = \frac{\sum_{i=1}^{N} |ET_{FAO.i} - ET_{EQi}|}{N} \quad [15]$$

Donde $ET_{FAO.i}$ es el valor correspondiente al método de FAO PM y ET_{EQi}es el valor de cada uno de los métodos evaluados, esto se realizó para todas las estaciones.

Raiz del error cuadrático medio (RMSE)

$$RMSE = \sqrt{\sum_{i=1}^{N} \frac{(ET_{FAO.i} - ET_{EQi})^2}{N}} \quad [16]$$

El RMSE es práctico ya que muestra los errores en la misma unidad y la escala como el parámetro de sí mismo (Alexandris et al., 2008).

Índice de concordancia (d)

Fue desarrollado por Willmott et al., (1985) como una medida estandarizada del grado de error de predicción de modelo, mide la eficacia con la que el método estima los valores observados de ETP. Varía entre 0 y 1, un valor calculado de 1 indica un ajuste perfecto entre los valores simulados y observados, mientras que 0 indica que no hay ajuste en absoluto (Willmott et al., 1985).

$$d = 1 - \frac{\sum_{i=1}^{N} (ET_{EQi} - ET_{FAO.i})^2}{\sum_{i=1}^{N} (|ET_{EQi} - \overline{ET_{FAO.i}}| + |ET_{FAO.i} - \overline{ET_{FAO.i}}|)^2} \quad [17]$$

Razón RMSE y desviación estándar de las observaciones (RSR)

Es una versión estandarizada del RMSE basado en las observaciones de desviación estándar (Singh el al., 2004)y se calcula como el cociente entre el RMSE y la desviación estándar de los datos observados. El RSR varía desde el valor óptimo de 0, que indica una variación de cero del RMSE y por lo tanto un ajuste perfecto, a un valor positivo grande. Un RSR bajo indica un RMSE bajo y mejor será el ajuste (Moriasi et al., 2007).

$$RSR = \frac{RMSE}{DESVEST_{FAO}} = \left[\frac{\sqrt{\sum_{i=1}^{N} (ET_{FAO.i} - ET_{EQi})^2}}{\sqrt{\sum_{i=1}^{N} (ET_{FAO.i} - \overline{ET_{FAO.i}})^2}} \right] \quad [18]$$

Índice de eficiencia de Nash-Sutcliffe-NSE (1970)

Es una estadístico normalizado que determina la magnitud relativa de la varianza residual ("ruido") en comparación con la variación de los datos de medición ("información")(Nash & Sutcliffe, 1970), el NSE indica qué tan bueno es el ajuste de los datos observados frente a los simulados respecto a la línea 1: 1.

$$NSE = 1 - \left[\frac{\sum_{i=1}^{N} (ET_{FAO.i} - ET_{EQi})^2}{\sum_{i=1}^{N} (ET_{FAO.i} - \overline{ET_{FAO.i}})^2} \right] \quad [19]$$

Sesgo porcentual (Percent bias-PBIAS)

Es la tendencia promedio de los datos simulados de ser mayores o menores que los datos observados, el valor óptimo del PBIAS es cero (Gupta, Sorooshian, & Yapo 1999). El valor óptimo de PBIAS es de 0,0, los valores de magnitud bajas indican un ajuste preciso. Los valores positivos indican modelo de sesgo de subestimación, y los valores negativos indican modelo de sesgo de sobreestimación.

$$PBIAS = \left[\frac{\sum_{i=1}^{N} (ET_{FAO.i} - ET_{EQi})}{\sum_{i=1}^{N} (ET_{FAO.i})}\right] * 100 \quad [20]$$

El RSR, PBIAS y NSE se interpretan de acuerdo a los criterios adoptados por (Moriasi et al., 2007) que se muestran en la Tabla 2

Tabla 2.- Interpretación de los indicadores estadísticos de desempeño

PBIAS	NSE	RSR	Interpretación
PBIAS< ± 10	0.75 < NSE ≤ 1.0	0.00 < RSR ≤ 0.50	Muy bueno
± ≤ PBIAS < ± 15	0.65 < NSE ≤ 0.75	0.50 < RSR ≤ 0.60	Bueno
± ≤ PBIAS < ± 25	0.50 ≤ NSE ≤ 0.65	0.60 < RSR ≤ 0.70	Satisfactorio
PBIAS ≥ ± 25	NSE < 0.5	RSR > 0.70	No satisfactorio

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Manizales presenta un clima ecuatorial de montaña, con dos períodos de máxima precipitación en el año (tipo bimodal), uno entre marzo y mayo y otro hacia los meses de septiembre a diciembre (Jaramillo, 2005). La precipitación tiene un promedio anual aproximado de 2000 mm. (IDEA, 2015)

Las variables climáticas que se analizaron fueron la temperatura máxima, media y mínima, la radiación solar, la humedad relativa media, la velocidad y dirección del viento. Se realizó un análisis estadístico descriptivo que resume las principales características de las series y se aprecia comportamiento estable de las variables utilizadas. El análisis de consistencia y homogeneidad fue realizado mediante gráficas de masa simple y doble masa para cada una de las variables de las diez estaciones de estudio, mostrando un comportamiento que indica que no existen saltos ni tendencias en las series de datos, por lo cual se deduce que estas series tienen buena calidad y pueden ser usadas para realizar los cálculos requeridos.

Luego se procede a calcular la ETP mensual y anual para todas las estaciones empleando las metodologías mostradas anteriormente. En la Figura 2 se presentan los resultados para 4 de las 10 estaciones localizadas en la ciudad, en donde es evidente la alta variabilidad entre métodos, siendo los más cercanos al método de la FAO PM las ecuaciones de Priestley-Taylor, Turc modificado y Cenicafé. Los métodos de Hargreaves-Samani y Schendel tienden a sobreestimar sistemáticamente la ETP en todas las estaciones, mientras los métodos de García y López, García y López modificado y Thornthwaite subestiman la ETP en todas las estaciones.

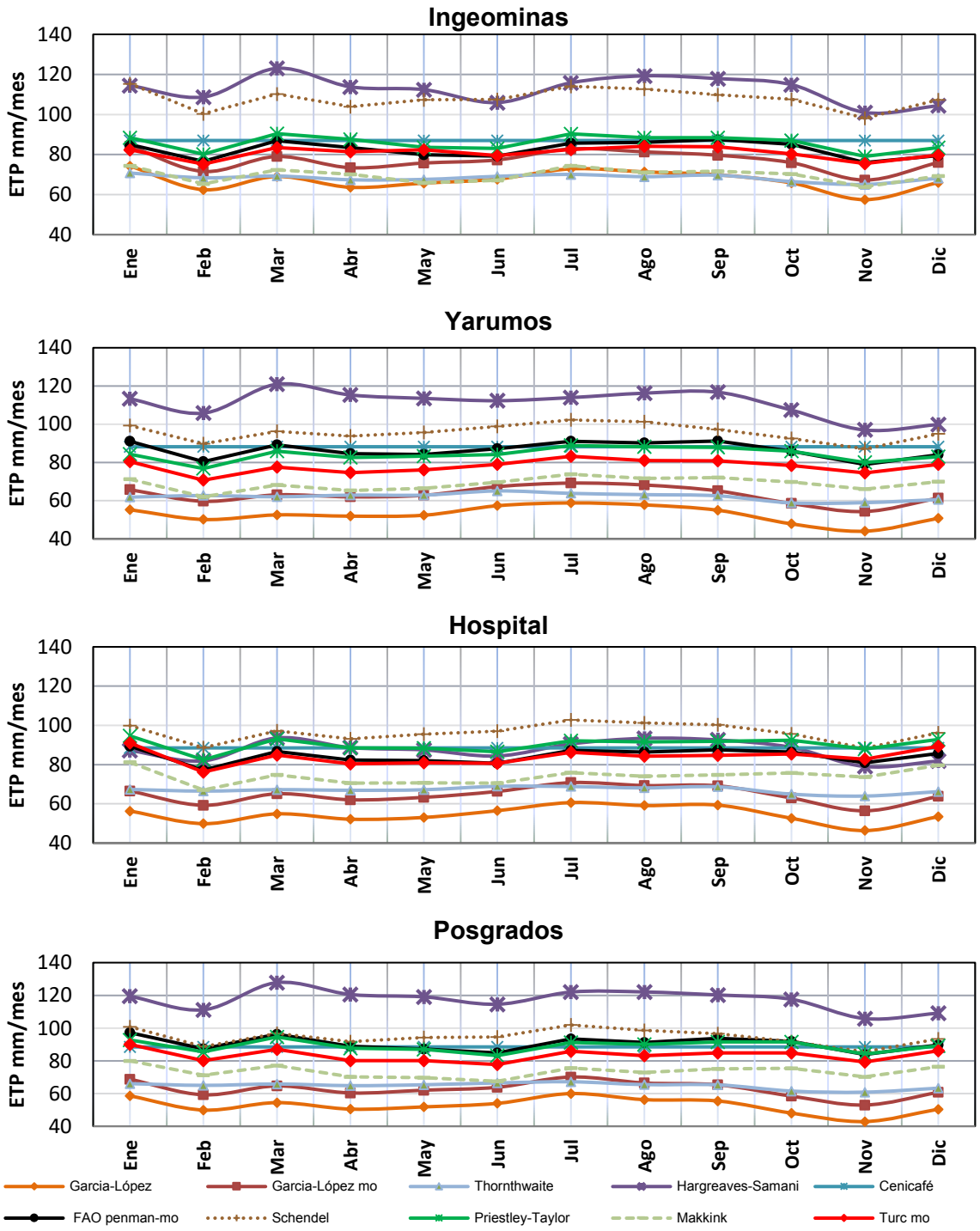


Figura 2.- ETP estimada por diferentes métodos para las estaciones en el período2008-2015.

Para el análisis anual, se presentan en la Figura 3 los resultados de las diferentes estaciones de estudio, mostrando para cada ecuación comportamientos similares con alta variabilidad entre los métodos.

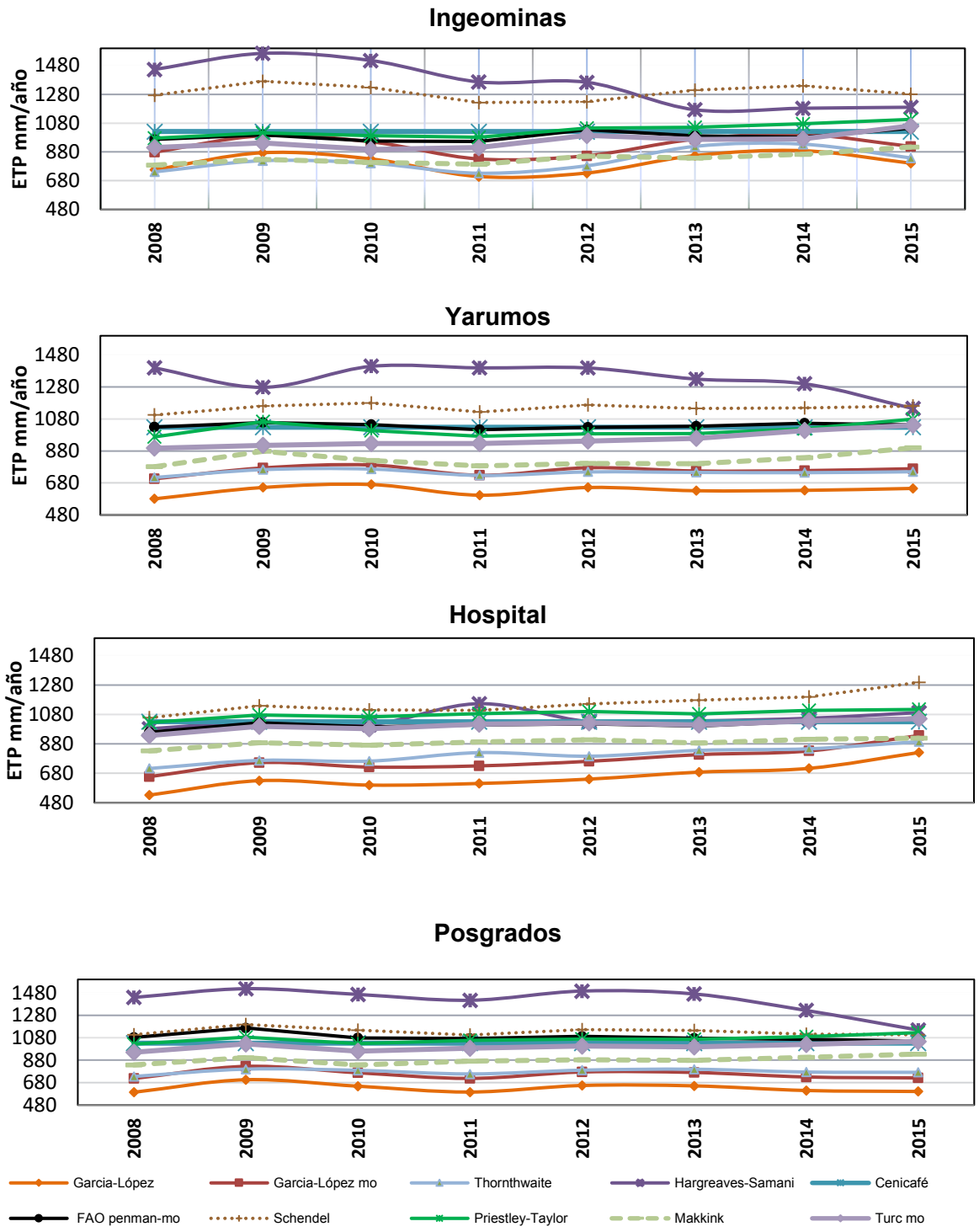


Figura 3.- ETP anual estimada por diferentes métodos para las estaciones en el período 2008-2015.

Los resultados de la estimación de la Evapotranspiración potencial calculada con los diferentes métodos fueron comparados con los indicadores de desempeño. En la Figura 4 se presentan los resultados de los diferentes indicadores de desempeño para la estación Ingeominas. El mismo proceso fue realizado para el resto de las estaciones de estudio.

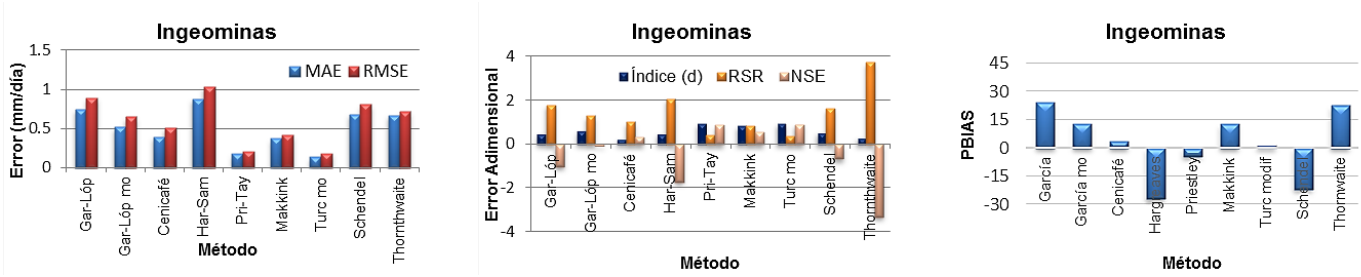


Figura 4.- Indicadores de desempeño de la estación Ingeominas.

Todos los resultados de los indicadores estadísticos de desempeño estuvieron en concordancia con el comportamiento de la ETP mostrado anteriormente en las gráficas mensuales y anuales para cada metodología. Los métodos de Turc modificado y Priestley y Taylor ajustan de forma más precisa al comportamiento del método estándar en todas las estaciones con un promedio de error de menos de 0.19 mm/día.

Finalmente se realizó un balance hidrológico en la cuenca San Luis, la cual está localizada dentro de la ciudad de Manizales, por medio de dos metodologías: La primera corresponde a la ecuación de balance para una cuenca de drenaje y la segunda mediante la calibración de un modelo hidrológico de tanques. Los resultados de evapotranspiración obtenidos mediante las dos metodologías de balance hidrológico fueron comparados con los resultados obtenidos mediante los métodos de evapotranspiración de FAO PM, Turc Modificado y Priestley y Taylor.

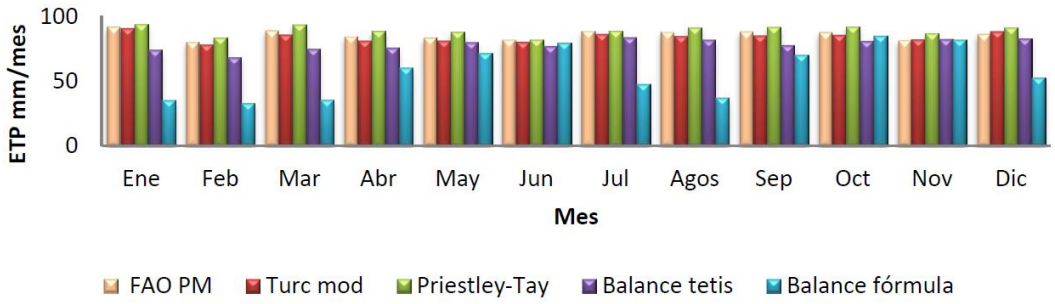


Figura 5.- Comparación de la ETP obtenida entre los diferentes métodos y la ET estimada con el balance hidrológico (2008-2015).

CONCLUSIONES

Las metodologías que involucran la radiación solar son las que menos errores presentan respecto del método estándar de la FAO-PM, puesto que el componente de radiación es responsable de aproximadamente 2/3 de la evapotranspiración potencial. Los métodos basados sólo en la temperatura fueron los que peor representaron el comportamiento del método estándar, lo cual indica que las ecuaciones con esta característica no son adecuadas para ser aplicadas en la ciudad de Manizales.

Las ecuaciones de Turc modificado y Priestley y Taylor fueron las que mejor representaron el comportamiento de la evapotranspiración potencial con respecto al método estándar FAO Penman-Monteith, García y López, García y López modificado y Thornthwaite fueron los métodos con mayores errores. Priestley y Taylor presentó un ajuste levemente mejor que Turc modificado en las estaciones de Aranjuez, Carmen, Posgrados y Yarumos. Estas estaciones tienen como particularidad que las tres primeras son las que presentan una radiación solar más alta que el resto, con lo cual se puede determinar que Priestley y Taylor funciona mejor que Turc modificado en zonas con esta característica.La ecuación de Cenicafé que es muy usada en esta zona (pues su formulación se realizó

para las cuencas de los ríos Cauca y Magdalena) fue el cuarto mejor método después de Turc modificado, Priestley y Taylor y Makkink en estimar valores cercanos a la media de FAO Penman Monteith, teniendo en cuenta que esta metodología sólo requiere la altura de la estación. Su uso puede brindar un buen estimativo de la ETP cuando no se tengan datos climáticos para utilizar los otros métodos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Allen, R. G. (2000). Using the FAO-56 dual crop coefficient method over an irrigated region as part of an evapotranspiration intercomparison study, *Journal of Hydrology* 229(1-2):27-41 DOI10.1016/S0022-1694(99)00194-8

Calderón, L. F. (2017). "Análisis y estimación de la evapotranspiración en Manizales". Tesis de Maestría. Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales. 140p.

Chavez, E., González, G., Dzul-López, E., Sánchez, I., López, A. y Chávez, J. A. (2013). Uso de estaciones climatológicas automáticas y modelos matemáticos para determinar la evapotranspiración, *Tecnología y ciencias del agua*, IV, 115–126.

Doorenbos, J., & Pruitt, W. O. (1977). Guidelines for predicting crop water requirements. Food and Agriculture Organization of the United Nations, 154.

Gupta, H. ., Sorooshian, S., & Yapo, P. (1999). Status of Automatic Calibration for Hydrologic Models: Comparison with Multilevel Expert Calibration. Journal of Hydrologic Engineering, 4(2), 135–143. http://doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0699(1999)4:2(135)

Hargreaves and Samani. (1985). Reference Crop Evapotranspiration From Temperature, (March). http://doi.org/10.13031/2013.26773

IDEA (2015). Boletín climático. Instituto de Estudios Ambientales, IDEA Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales. Reporte Técnico. 8 p.

Jaramillo, A. (2005). "Clima Andino y café en Colombia", Ed. Cenicafé**,**75p.

Jaramillo, A. (2006). Evapotranspiración de referencia en la región andina de colombia, 57(4), 288–298.

Kustas, W. P., & Norman, J. M. (1996). Use of remote sensing for evapotranspiration monitoring over land surfaces. Hydrological Sciences Journal-Journal Des Sciences Hydrologiques, 41(4), 495–516. http://doi.org/10.1080/02626669609491522

Moriasi, D. N., Arnold, J. G., Liew, M. W. Van, Bingner, R. L., Harmel, R. D., & Veith, T. L. (2007). Model evaluation guidelines for systematic quantification of accuracy in watershed simulations, 50(3), 885–900.

Nash, J. ., & Sutcliffe, J. . (1970). River flow forecasting through conceptual models part I — A discussion of principles. Journal of Hydrology, 10(3), 282–290.

Priestley, C. . H. B., & Taylor, R. . . (1972). On the Assessment of Surface Heat Flux and Evaporation Using Large-Scale Parameters, (February), 81–92**.**

Raziei, T., & Pereira, L. S. (2013). Spatial variability analysis of reference evapotranspiration in Iran utilizing fine resolution gridded datasets. *Agricultural Water Management*, 126, 104–118. http://doi.org/10.1016/j.agwat.2013.05.003.

Sheikh, V., & Mohammadi, M. (2013). Evaluation of Reference Evapotranspiration Equations in Semi-arid Regions of Northeast of Iran. International Journal of Agriculture and Crop Sciences**.**

Vélez, J. I., Germán, P., & Mesa, O. J. (2000b). Balances hidrológicos de Colombia.

Willmott, C. ., Ackleson, S. ., & Davis, R. E. (1985). Statistics for the Evaluation and Comparison of Models, 90(5), 8995–9005.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

METODOLOGÍA PARA LA GENERACIÓN DE MAPAS DE RIESGO ANTE INUNDACIONES CON ÍNDICE DAÑO PÉRDIDA - POSESIÓN

Hernández Samaniego, Eduardo [1], Rodríguez Varela, José Manuel [2] Cervantes Jaimes, Claudia Elizabeth [3] Llaguno Guilberto, Oscar Jesús [4]

[1]Universidad Nacional Autónoma de México, Maestría en Ingeniería Civil Hidráulica, Campus Instituto Mexicano de Tecnología del Agua [2-4] Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, [1- 4] México
[1] eduardo.hernandez@posgrado.imta.edu.mx, [2] manuel_rodriguez@tlaloc.imta.mx,
[3]elizabeth_cervantes@tlaloc.imta.mx, [4]oscar_llaguno@tlaloc.imta.mx

RESUMEN:

A pesar de ser una parte natural del ciclo hidrológico, las inundaciones son de los eventos más catastróficos, por lo que hace falta comprender mejor su comportamiento. Para esto se usan los mapas de riesgo ante inundaciones como una herramienta de planeación y priorización de acciones preventivas que mitiguen las afectaciones por inundaciones, sin embargo, simplifican las afectaciones a los daños directos tangibles, debido a la complejidad de estimar daños indirectos e intangibles.

Para compensar esta simplificación, se propone una metodología para generar mapas de riesgo ante inundaciones con el índice pérdida - posesión, el cual describe el porcentaje de pérdida de los bienes expuestos; es decir, el costo total de pérdida por daños directos tangibles (Daño Anual Esperado) dividido entre el costo total de los bienes expuestos (bienes muebles e inmuebles). Estos mapas muestran una variación espacial del nivel de afectación de la población ante un evento perturbador similar a la variación real, inferido a partir la capacidad de respuesta y sobreposición de la población con base en sus características socioeconómicos. Además, al ser un índice, hace viable la comparación de niveles de afectación generados por diferentes eventos en la misma ciudad o entre ciudades inclusive de diferentes países.

ABSTRACT:

Despite that floods are a natural part of the hydrological cycle, they are one of the most catastrophic events. Thus, comprehended its effects, flood risk maps are used as a tool for planning and prioritizing preventive actions that mitigate flood affectations, but they simplify the affectations in direct tangible damages, for the complexity of estimating indirect and intangible damages.

To compensate this, a methodology is proposed to generate flood risk maps with the loss - cost index, which describes the percentage of loss of the exposed goods; that is, the total cost of loss for tangible direct damages (Expected Annual Damage) divided by the total cost of the exposed goods (movable and immovable goods). These maps represent a spatial percent of loss variation similar to the real variation of the level of affectation of the population after a disturbing event, inflicted by the population response and recovery capacity based in their social-economic characteristics. In addition, using an index, makes possible the comparison of levels of affectation generated by different events in the same city or between cities even if they are from different countries.

PALABRAS CLAVES: Metodología, inundaciones, riesgo, mapas, pérdidas, daños, afectaciones.

INTRODUCCIÓN

Las inundaciones son más antiguas que el hombre mismo y constituyen una parte natural del ciclo hidrológico. Son la presencia del agua sobre superficies donde comúnmente no lo está (IMTA, 2015), y aun cuando presentan efectos tanto negativos como positivos, su estudio es motivado principalmente a causa de sus afectaciones, pues son históricamente uno de los fenómenos más catastróficos a nivel mundial con tendencia creciente en la magnitud y frecuencia de sus afectaciones (CENAPRED, 2016).

En épocas recientes han evolucionado las ideas en cuanto a inundaciones, entendiendo que no es suficiente "protegerse de ellas", es necesario comprenderlas más a fondo para crear un ambiente armónico y renovar la convivencia con ellas (Vázquez Rodríguez, 2012).

RIESGO ANTE INUNDACIONES

Por esto, para comprender mejor las afectaciones por inundaciones se utiliza el concepto de riesgo, el cual es la interacción entre una amenaza (inundaciones) y un ente vulnerable (población). Se pueden encontrar diversas definiciones de riesgo, variando principalmente en conceptualización sobre la relación entre la vulnerabilidad, la exposición y la resiliencia, una de las más completas es la presentada por (CEPAL, 2007): "El resultado de la interacción entre el peligro y la vulnerabilidad de los elementos expuestos, está relacionado con la probabilidad de que se manifiesten ciertas consecuencias". Genéricamente, el riesgo se interpreta como la interacción entre peligro o amenaza y la vulnerabilidad. Por tanto, para los fines de este artículo se idealiza el riesgo con la ecuación [1]:

$$Riesgo = Peligro * Vulnerabilidad = Peligro * \left[\frac{(Exposición)*(Suceptibilidades\ físicas)}{Resiliencia}\right] \quad [1]$$

Dónde:

- **Peligro:** Factor externo asociado a un fenómeno de origen natural o antropogénico que tiene influencia sobre un ente o sistema. Cuenta con características específicas que lo describen: magnitud o intensidad, duración, tiempo, ubicación y frecuencia (periodo de retorno, Tr), ésta última permite asociarlo a una probabilidad de ocurrencia (1/Tr) (CEPAL, 2007).

- **Vulnerabilidad:** Características intrínsecas de un ente o sistema que propician sea afectado por una amenaza; compuesta por la exposición, susceptibilidades físicas y resiliencia.

CLASIFICACIÓN DE AFECTACIONES POR INUNDACIONES

Con la intención de entender mejor las inundaciones y sus afectaciones a través del riesgo, éstas se clasifican en directas o indirectas, dependiendo de si se generan por contacto directo con el agua, y según si puedan o no ser traducidas a valor monetario en tangibles o intangibles. En el caso de la pérdida de vidas humanas, se consideran una afectación intangible por el conflicto ético que supone traducirlas a valor monetario. La combinación de estas 4 características permite clasificarlas en 4 grupos (Baró-Suarez, et al., 2011):

- **Directas tangibles:** Pérdida total o parcial bienes inmuebles (edificaciones púbicas como escuelas y hospitales; o privadas de uso habitacional, comercial, industrial, etc.), bienes muebles (electrodomésticos, ropa, muebles, bienes personales, etc.), vehículos o cultivos;

- **Directas intangibles:** Pérdidas de vidas humanas, daños ambientales, sociales y estéticos;

- **Indirectas tangibles:** Afectaciones a actividades económicas en el sector turístico, industrial y de prestación de servicios; costos de pólizas de seguro, alteraciones al tráfico terrestre o aéreo, ausencia laboral o pérdida de empleos;

- **Indirectas intangibles:** Daños a la salud, afectaciones sociales o sicológicas como traumas o estrés post-traumático.

Por lo complicado de estimar los daños indirectos y la necesidad utilizar una única unidad de medida para cuantificar las afectaciones (valor monetario), éstas se simplifican contabilizando solamente los daños directos tangibles, cuya representación espacial son los mapas de riesgo ante inundaciones.

MAPAS DE RIESGO ANTE INUNDACIONES

Son una representación visual, simplificada y concentrada de la ubicación y magnitud de las afectaciones de un evento de inundación, pudiendo estar asociado a un periodo de retorno, por tanto, a una frecuencia de ocurrencia. Sus características los hacen una herramienta que permite a los tomadores de decisiones planear y priorizar acciones para la mitigación de afectaciones por inundaciones, tanto estructurales como no estructurales (Cervantes Jaimes, 2012).

Debido a la complejidad de las múltiples variables que influyen en la magnitud y distribución de afectaciones por inundaciones, para la creación de los mapas de riesgo ante inundaciones en zonas urbanas se utiliza el concepto de riesgo ante inundaciones simplificado, específicamente para la metodología presentada en este artículo se usa el riesgo ante inundaciones simplificado para viviendas (RAISPV), en función del peligro y la vulnerabilidad ante inundaciones simplificados para viviendas:

- **Peligro ante inundaciones simplificado para viviendas (PAISPV):** El peligro real ante inundaciones depende de su tirante, velocidad, carga de transporte de sedimentos, tiempo de permanencia y ubicación, todo en función de la frecuencia de ocurrencia; sin embargo, el PAISPV considera únicamente las dos variables de mayor influencia en las afectaciones directas tangibles por inundaciones: el tirante máximo de escorrentía (y) y la velocidad máxima de escorrentía (v) (IMTA, 2015; Ribera Masgrau, 2004).

- **Vulnerabilidad ante inundaciones simplificada para viviendas (VAISPV):** Usa únicamente las características físicas de las viviendas asociadas a su resistencia ante una inundación, así como el valor económico de los bienes expuestos, tanto de los bienes muebles (menaje) como de los bienes inmuebles (edificación). Guarda una relación con el nivel socioeconómico de los habitantes de las viviendas (Alcocer-Yamanaka, et al., 2016).

Por tanto, el riesgo ante inundaciones simplificado para viviendas se representa con la ecuación [2]:

$$RAISPV\ (\$) = PAISPV\ (v * y) * VAISPV\ (\$)\ [2]$$

Los mapas de riesgo ante inundaciones requieren como pieza clave la generación de mapas de velocidades y tirantes máximos de escorrentía, los cuáles se obtienen mediante una simulación computacional bidimensional (2D) de inundaciones.

SIMULACIÓN COMPUTACIONAL 2D DE INUNDACIONES EN ZONAS URBANAS

Existe un vasto abanico de programas computacionales de simulación hidráulica e hidrológica tanto de gratuitos como de paga. En el presente artículo se considera el programa PCSWMM® debido a que permite una adecuada representación de eventos de inundación en zonas urbanas, destaca principalmente la capacidad de integrar la infraestructura pluvial existente de una ciudad.

Es un programa cuasi bidimensional, ya que a través de una malla de resolución en 2D construida con elementos 1D genera resultados de velocidades y tirantes de escorrentía en 2D. En cada uno de sus 3 módulos: hidrológico, hidráulico a superficie libre e hidráulico presurizado; resuelve de forma discreta en el tiempo las ecuaciones en 1D de conservación de masa y cantidad de movimiento que describen el comportamiento mecánico del agua, considerando las características físicas de la zona que influyen en el volumen, dirección y rapidez de escurrimiento.

EVALUACIÓN SOCIOECONÓMICA DE PROGRAMAS Y PROYECTOS DE INVERSIÓN PÚBLICA DE MITIGACIÓN DE AFECTACIONES POR INUNDACIONES

En México, así como en gran parte de los países de Latinoamérica, la mayoría de las acciones estructurales de mitigación de afectaciones por inundaciones, son obras civiles construidas con recursos público, siendo Proyectos y Programas de Inversión Pública (PPIP), por lo que más que tener una rentabilidad económica (costos < beneficios), los proyectos deben generar el mayor beneficio posible para la sociedad en su conjunto (bien común), mediante la óptima aplicación de los recursos económicos asignados a cada proyecto (CONAGUA, 2015a).

Cada proyecto se realiza para solventar un problema específico, en este caso un problema ante inundaciones. Previa su ejecución, los proyectos se someten a una evaluación socioeconómica, en la cual se comparan los resultados de los análisis socioeconómicos de por lo menos 3 propuestas de solución al mismo problema, seleccionando la de mayor relación entre beneficios sociales y costos.

Cada análisis socioeconómico es realizado con base en datos sociales y socioeconómicos; cálculos técnicos necesarios, estimaciones y supuestos razonables con el mismo horizonte de evaluación, 30 años para México (SHCP, 2015). Debido a la necesidad de homogeneizar la medida de beneficios para los PPIP de mitigación de afectaciones por inundaciones, se estiman a través del cálculo de la Pérdida Anual Esperada o Daño Anual Esperado (DAE) (Mora Domínguez, et al., 2013), tomando en cuenta únicamente los daños directos tangibles (valor monetario) que se esperan cada año, considerando la variación del dinero a través del tiempo al traducirlos a valor presente neto (VPN) con una tasa de descuento social del 10% para México (SHCP, 2015).

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Las afectaciones por inundaciones además de ser cada vez más frecuentes y de mayor magnitud, generan un mayor impacto negativo en los estratos sociales más bajos si se toman en cuenta todos los tipos de afectaciones. Esto no se refleja en los mapas de riesgo ante inundaciones generados con base en el DAE, ya que no tienen en consideración las afectaciones intangibles ni indirectas debido a su dificultad de cuantificación o traducción a valor monetario. Tampoco muestran la variación espacial del nivel de afectación a la población respecto a su capacidad de respuesta ante una catástrofe.

Esto deriva en una limitante para entender la verdadera interacción entre la sociedad y las inundaciones, propiciando, en el mejor de los casos, que las acciones de mitigación de afectaciones por inundaciones llevadas a cabo como resultado de la planeación mediante el uso de dichos mapas generen un mayor beneficio directo tangible; es decir, económico.

Por tanto, dicha planeación se asemeja a una planeación de índole privada que considera solamente la relación egresos - ingresos, en lugar de pública que considere costos y beneficios sociales para generar el mayor bien común para la sociedad en su conjunto (CONAGUA, 2015a).

ÍNDICE PÉRDIDA - POSESIÓN PARA LA GENERACIÓN DE MAPAS DE RIESGO ANTE INUNDACIONES EN ZONAS URBANAS

Con el objetivo de impulsar la planeación de acciones de mitigación de afectaciones por inundaciones que generen el mayor bien común posible, se propone el índice pérdida – posesión para la generación de mapas de riesgo ante inundaciones en zonas urbanas. Este índice describe el porcentaje de pérdida de los bienes expuestos respecto a su costo total; es decir, como se muestra en la ecuación [4], el costo de los daños directos tangibles (DAE) dividido entre el costo total del bien expuesto, este último compuesto por la suma del costo de los bienes muebles (menaje) e inmuebles (estructura) expuestos:

$$Índice\ pérdida-\ posesión\ (\%) = \frac{DAE\ (\$)}{\text{Costo total } del\ bien\ expuesto\ (\$)} \qquad [4]$$

Para la creación del índice se parte de las siguientes premisas:

1. El nivel de afectación real de un individuo o familia ante una catástrofe se relaciona de manera casi directa con el porcentaje de pérdida de sus posesiones; pues a mayor porcentaje de pérdida de sus posesiones será más difícil y le llevará más tiempo recuperarse de las afectaciones evento perturbador;

2. A partir de la vulnerabilidad (VAISPV) se puede inferir la capacidad de respuesta, adaptación y recuperación de un ente ante un evento perturbador (inundación).

Este índice, al ser adimensional servirá para homogeneizar la unidad de medida de las afectaciones, por tanto, los mapas de riesgo generados con este índice permitirán identificar la variación espacial del porcentaje de pérdida, independientemente del desarrollo económico desigual dentro del territorio urbano lo que inferirá de manera simplificada las zonas de mayor afectación real, tomando en cuenta la capacidad de recuperación de los afectados, compensando de manera parcial las simplificaciones consideradas para la estimación de las afectaciones por inundaciones.

Además, se podrá comparar el nivel de afectación ante inundaciones entre ciudades, sin importar si pertenecen a otro país o si fueron afectadas por eventos diferentes, considerando el costo del total de los bienes expuestos en cada ciudad y el costo de pérdida de los mismos. Análogamente será posible comparar el nivel de afectación de una misma ciudad ante eventos presentados en diferente fecha pese a la variación del dinero a través del tiempo o el crecimiento de la ciudad entre eventos, ya que el índice pérdida – posesión es independiente al valor de la moneda utilizada para su cálculo si es la misma la del costo de los bienes expuestos y la del costo de pérdida.

METODOLOGÍA

Tomando en cuenta lo establecido por (Alcocer Yamanaka, et al., 2016) para la generación de mapas de riesgo ante inundaciones con base en daños directos tangibles (DAE), se propone la metodología para la generación de mapas de riesgo ante inundaciones con el índice pérdida – posesión, **Figura 1**.

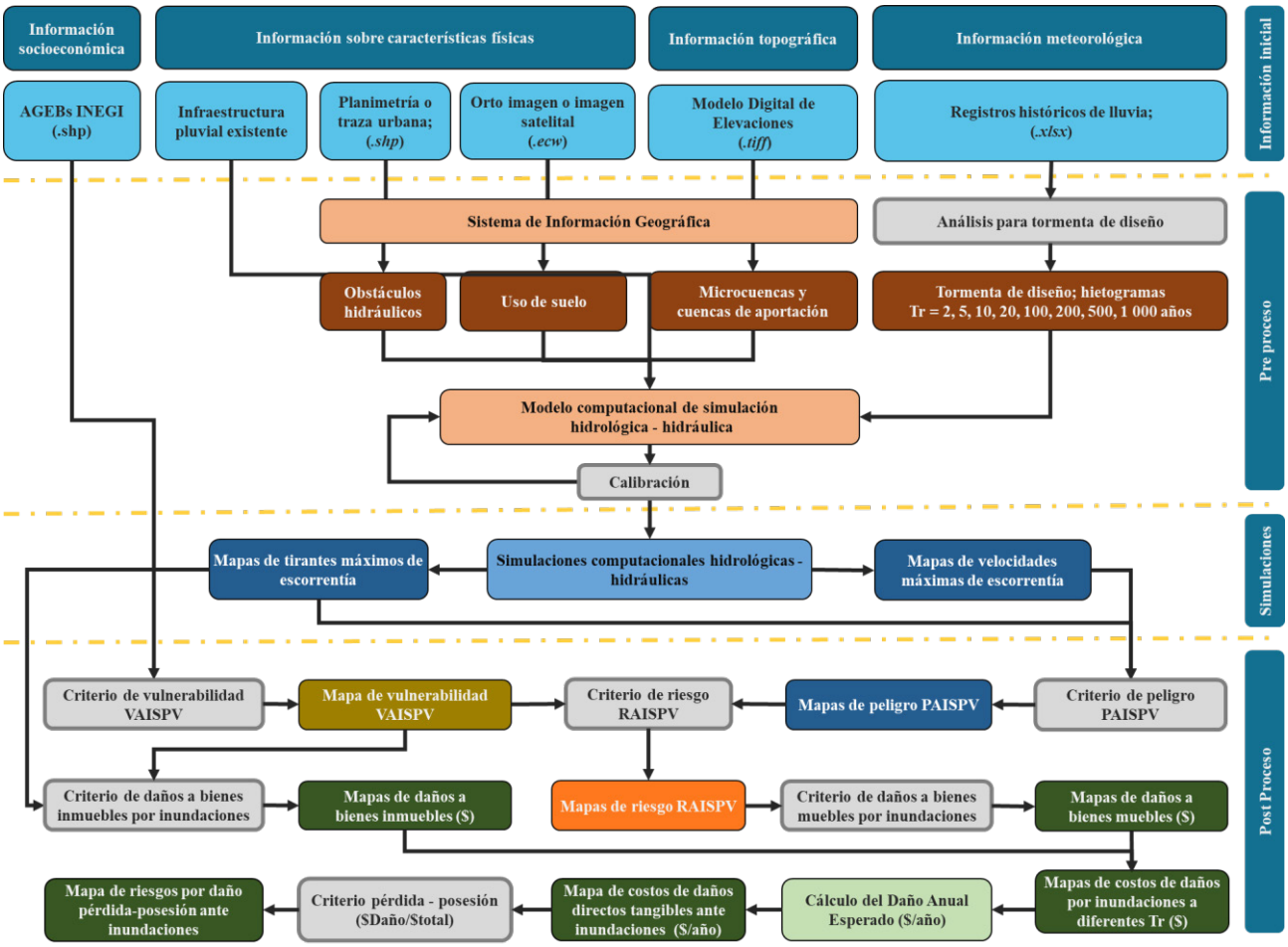


Figura 1.- Metodología para generación de mapas de riesgo ante inundaciones con índice pérdida – posesión (elaboración propia).

- **Información inicial:**

  - **Información socioeconómica:** Debe estar georreferenciada en formato *.shp (shape)* para manejo en un Sistema de Información Geográfica (SIG) y con la mejor resolución espacial posible, incluso a nivel de vivienda. En México, el Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI) cuenta con información socioeconómica de libre acceso en formato *shape*, con resolución espacial a nivel de Área Geoestadística Básica (AGEB) o manzanas.

  - **Infraestructura pluvial existente:** Obtenida en campo, incluye las dimensiones y características de estructuras existentes de captación, conducción, conexión y mantenimiento; descarga, cruce, retención y detención; y bombas.

  - **Orto imagen o imagen satelital:** Obtenida con base en un vuelo fotogramétrico o con dron. En caso de carecer de ésta se puede utilizar una imagen satelital reciente. A mayor resolución de la imagen se podrá trabajar a mayor detalle.

- **Planimetría o traza urbana**: Archivo *shape* creado con base en la misma orto imagen o imagen satelital, o información catastral del gobierno local.

- **Modelo digital de elevaciones (MDE):** Archivo en formato ráster (*.tiff*) de la mejor resolución posible.

- **Registros históricos de lluvia**: Dependiendo de la manera seleccionada para generar la tormenta de diseño y la validez de la fuente de obtención será la información a utilizar. En México se cuenta con registros históricos de precipitación acumulada en 24 horas de estaciones climatológicas convencionales.

❖ **Pre proceso:**

- **Obstáculos hidráulicos:** Según (Smith, s.f.) la mejor forma de representar los obstáculos hidráulicos es eliminar los nodos del mallado de resolución en donde estos se encuentren, por tanto, se requiere un archivo *shape* que describa la forma y ubicación de aquellas edificaciones y objetos que influyen en la dirección de flujo de la escorrentía.

- **Delimitación de cuencas:** Se realiza con apoyo de un SIG clasificándolas en: Microcuencas dentro del área de modelación 2D (de un área aproximada de 0.01km^2), y cuencas de aportación fuera de ella.

- **Uso de suelo:** Archivo *shape* que describe la forma y ubicación de los usos de suelo con diferentes parámetros físicos que influyen en la infiltración y escurrimiento superficial, **Figura 2**. Si el escenario a simular es para planear acciones preventivas, se debe considerar el uso de suelo a futuro descrito en el Plan de Desarrollo Urbano de la ciudad.

  Para la aplicación de esta metodología se consideraron usos de suelo compuestos; es decir, integrados a partir de varios usos de suelo básicos, por ejemplo:

  - **Parque:** [Pavimento 20%+ Vegetación Urbana Media Densa 50% + Terracería 25% + Techumbre 5%]
  - **Vivienda residencial:** [Vivienda Urbana 75% + Parque 25%]
  - **Industria PDU:** [Techumbre 30% + Pavimento 45% + Parque 10% + Terracería 15%]

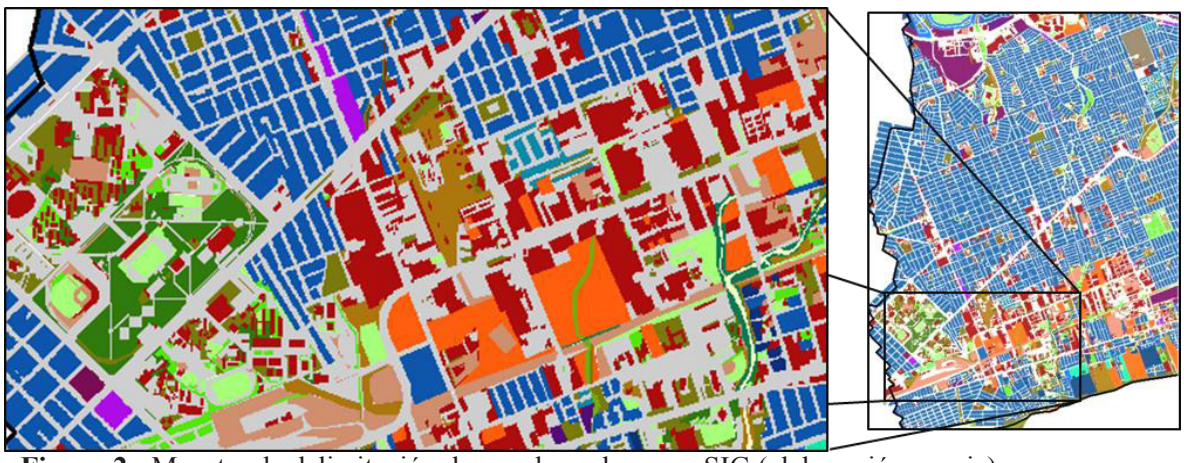


Figura 2.- Muestra de delimitación de uso de suelo en un SIG (elaboración propia).

- **Tormentas de diseño:** hietogramas de diseño correspondientes a los periodos de retorno de: 2, 5, 10, 20, 50, 100, 200, 500 y 1 000 años para contar con escenarios suficientes para el posterior cálculo del DAE, si se carece de información se deben construir los hietogramas por lo menos hasta 100 años.

- **Construcción del modelo digital de simulación hidrológica – hidráulica:** Con base en un programa computacional que permita la simulación de inundaciones en zonas urbanas, como PCSWMM®, considerando tantas características del área de estudio como sea posibles.

- **Calibración:** Ajuste de los parámetros de infiltración y escurrimiento superficial con el fin de poder recrear los resultados de un evento pasado de inundación del que se tenga registro.

- **Simulaciones:** Se simula un escenario por cada periodo de retorno, obteniendo mapas (*shapes*) que muestren las velocidades y tirantes máximos de escorrentía, ***Figura 3***.

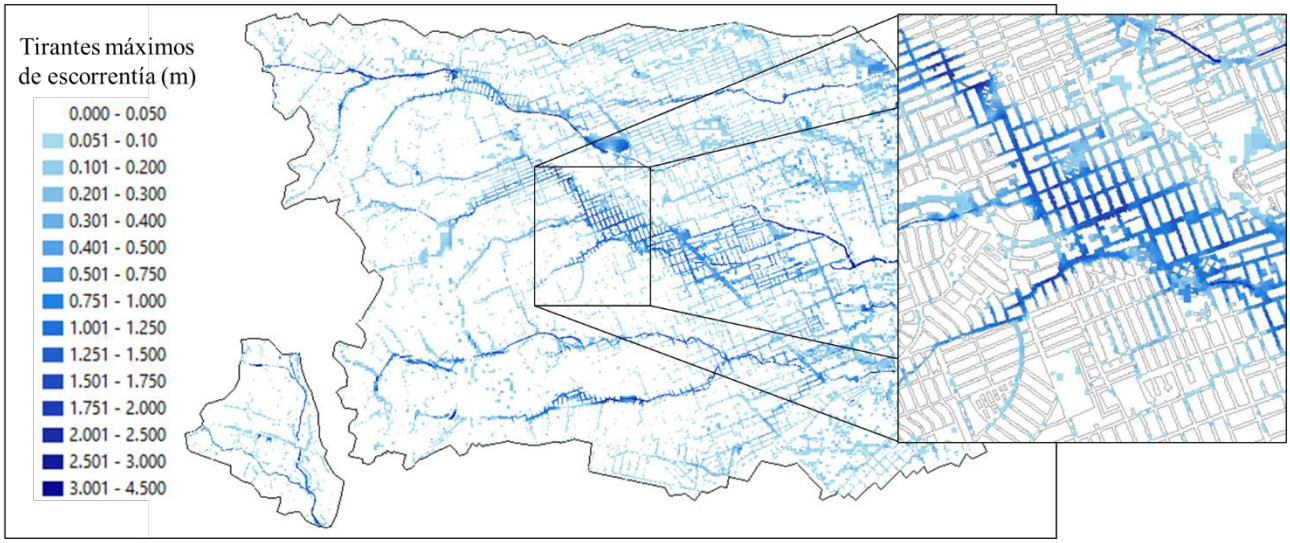


Figura 3.- Mapa de tirantes máximos de escorrentía (elaboración propia).

- **Post proceso:** Generación de los siguientes mapas:

- **Peligro ante inundaciones simplificado para viviendas (PAISPV)**: Teniendo en cuenta diversas propuestas de criterios de peligro ante inundaciones simplificado, se propone el criterio de PAISPV, ***Tabla 1***, con 4 niveles de peligro: Nulo, bajo, medio y alto,

  Para éste se consideró que un tirante menor a 0.3m no representa peligro, siendo menor a la altura de las guarniciones, por tanto, el agua no ingresa a las viviendas. Los siguientes valores de tirante se adecuaron a los propuestos por (Alcocer Yamanaka, et al., 2016). Para volcamiento (y*v) se usó la propuesta de la OFEE (por sus siglas en francés), **Figura 4**.

Tabla 1.- Valores de altura y velocidad por nivel de PAISPV.

Peligro hidráulico de las viviendas	Altura (y) (m)	Volcamiento (y*v) (m^2/s)
Nulo	$y < 0.30$	-
Bajo	$0.30 < y < 0.7$	$y*v < 0.5$
Medio	$0.7 < y < 1.5$	$0.5 < y*v < 2$
Alto	$y > 1.5$	$y*v > 2$

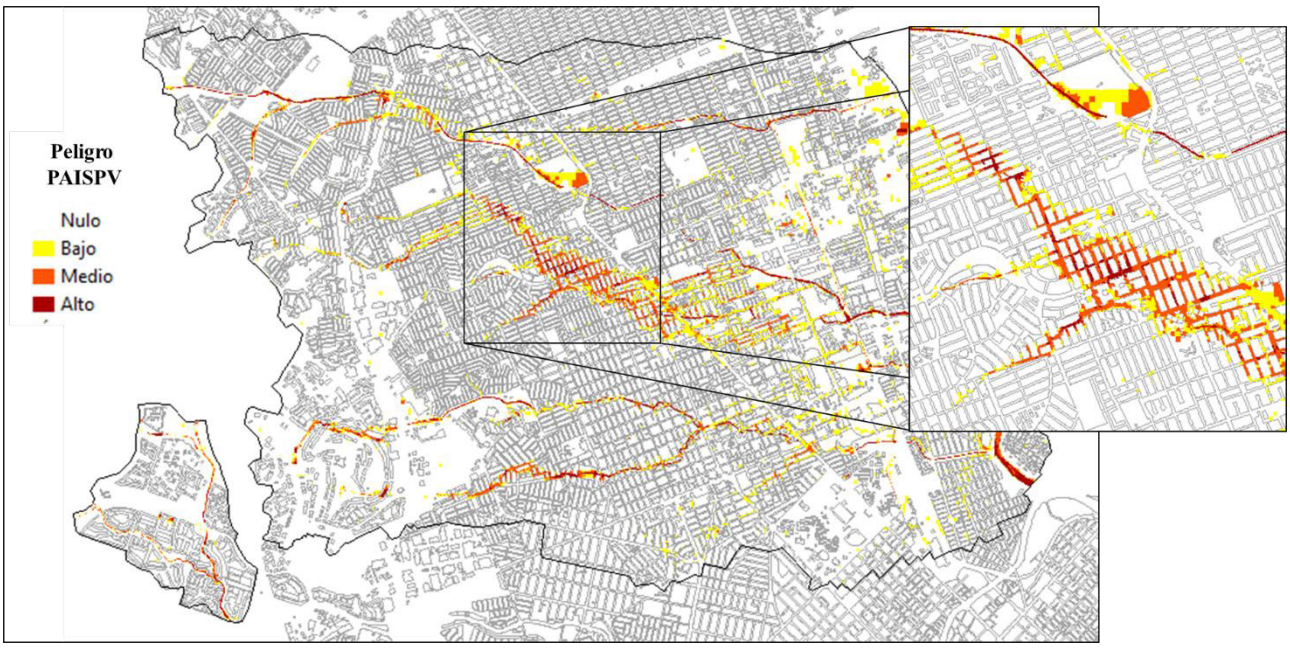


Figura 4.- Mapa de Peligro PAISPV (elaboración propia).

- **Vulnerabilidad ante inundaciones simplificada para viviendas (VAISPV):** se asignan 5 niveles de vulnerabilidad en función de las características socioeconómicas de los habitantes y de materiales de construcción de las viviendas (AGEBs INEGI): Muy baja, baja, media, alta y muy alta, **Figura 5**.

  A cada nivel se le debe asignar un costo de la vivienda similar valor fiscal (valor referencia para el cobro de impuestos y muchas veces valor de pérdida ante aseguradoras) y un valor de pérdida por daño estructural.

  A su vez, a cada nivel se le asigna un porcentaje de costo del menaje respecto al costo total de la vivienda (en un rango de 15% a 40%). Considerando que a mayor vulnerabilidad mayor porcentaje del costo del menaje respecto al costo de la vivienda.

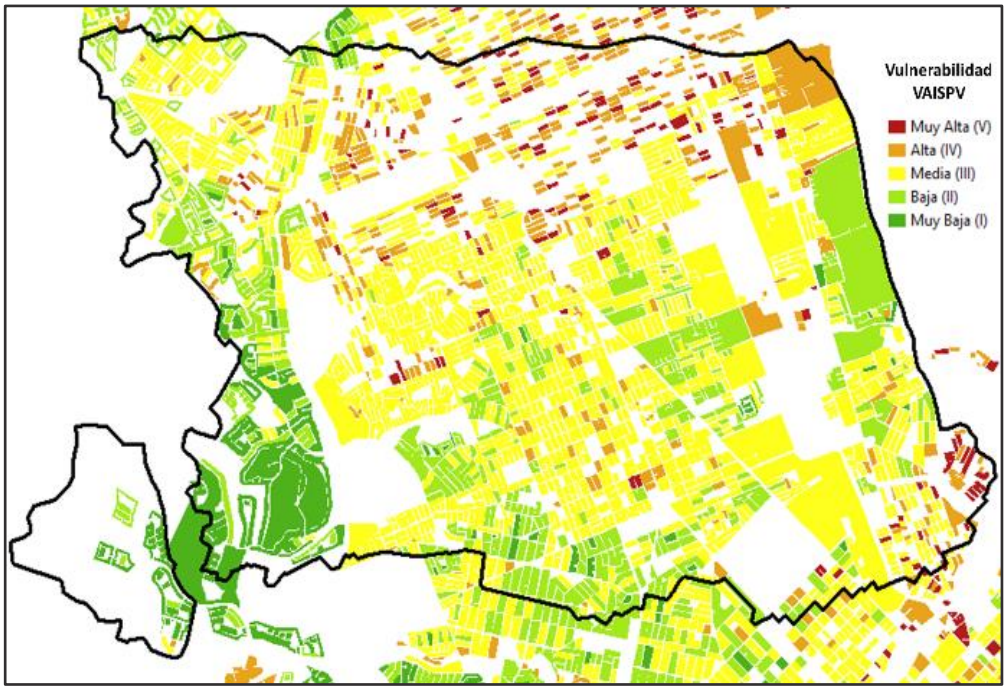


Figura 5.- Mapa de Vulnerabilidad VAISPV (elaboración propia).

- **Riesgo ante inundaciones simplificado para viviendas**: Utilizando un SIG se cruzan los valores de PAISPV y VAISPV con base en el criterio adaptado de (Alcocer Yamanaka, et al., 2016), **Tabla *2***, para generar 5 niveles de riesgo: Nulo (R0), bajo (R1), medio (R2), alto (R3) y muy alto (R4), cada uno asociado a un porcentaje de pérdida de menaje:

Tabla 2.- Criterio para generación de mapas de riesgo ante inundaciones, adaptación *(IMTA, 2015)*

Vulnerabilidad VASIPV	Peligro PAISPV			
	Nulo	Bajo	Medio	Alto
Muy Baja	R0 (0%)	R0 (0%)	R1 (10%)	R3 (65%)
Baja	R0 (0%)	R1 (10%)	R1 (10%)	R3 (65%)
Media	R0 (0%)	R1 (10%)	R2 (35%)	R4 (100%)
Alta	R0 (0%)	R2 (35%)	R3 (65%)	R4 (100%)
Muy Alta	R0 (0%)	R2 (35%)	R4 (100%)	R4 (100%)

- **Costos de daño a bienes muebles e inmuebles:** El costo de daños a bienes muebles se obtiene utilizando los valores de la **Tabla *2***. El costo de daños a bienes inmuebles (daño estructural) se calcula según lo establecido por (IMTA, 2015); donde a partir de una altura de 1.599m, se presenta un daño a la estructura, cuyo costo será el asignado previamente a cada nivel de vulnerabilidad. Sumando ambos daños se obtiene el daño total a nivel de manzana o AGEB para cada periodo de retorno; es decir, los daños tangibles directos.

- **Costo total de daños directos tangibles (DAE):** Para su cálculo se genera una curva de pérdidas a la unidad espacial más baja posible, manzana o AGEB, graficando el costo de pérdida por daños totales contra la frecuencia anual de excedencias del evento que genera dichas pérdidas (1/Tr). Como se muestra en la **Figura 6**, El DAE será el área bajo la curva de pérdidas y es obtenido aplicando la ecuación [5] (Mora Domínguez, et al., 2013):

$$\text{DAE} = \sum_{i=1}^{Núm.\ de\ Eventos} E(P\ (\$)|Evento\ i) F_A(Evento\ i) \quad [5]$$

Dónde:

- $E(P|Evento\ i)$: Costo de pérdida ante un evento de inundación asociado a un periodo de retorno, en este caso el costo de pérdida por daños totales;
- $F_A(Evento\ i)$: Frecuencia anual de excedencias del evento de inundación; inverso del periodo de retorno asociado al evento de inundación (1/Tr).

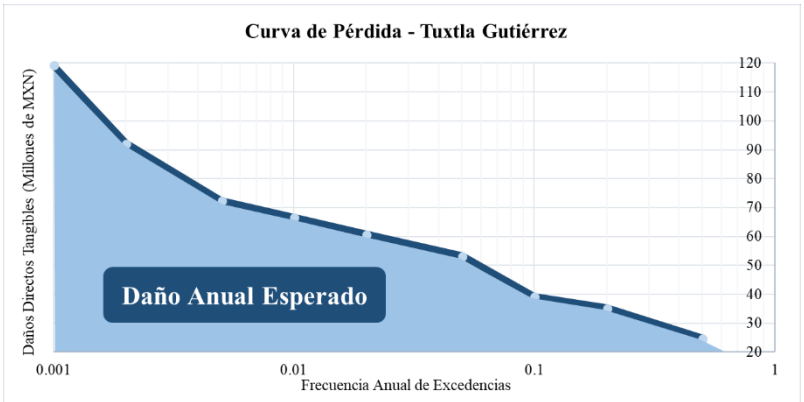


Figura 6.- Curva de pérdida Tuxtla Gutiérrez, elaboración propia con datos de (IMTA, 2015).

- **Daño pérdida-posesión:** Con algebra de mapas en un SIG se realiza la división del costo total de pérdida por daños directos tangibles de cada manzana o AGEB entre el costo total de los bienes muebles e inmuebles, aplicando la ecuación [4].

  El resultado será un mapa que muestre la ubicación de los diferentes niveles afectación porcentual; es decir, la relación entre el costo de los bienes y el costo de pérdida de los mismo, especialmente permitiendo apreciar su variación e identificar las zonas de mayores afectaciones.

CONCLUSIONES Y TRABAJOS FUTUROS

- Las inundaciones impactan negativamente en mayor medida a los estratos socioeconómicos más bajos, esto no se refleja en mapas de riesgo ante inundaciones con base en DAE, ni ha sido comprobado de manera cuantitativa;

- Los mapas de riesgo ante inundaciones con base en el DAE, son buenos y útiles para la planeación de acciones de mitigación de afectaciones por inundaciones más no son suficientes, pues se limitan a los daños directos tangibles propiciando una planeación con base en una evaluación socioeconómica de egresos-ingresos;

- El índice pérdida - posesión es una unidad de medida de afectaciones por inundaciones en la población que considera de manera inferida la capacidad de recuperación de la misma ante un evento perturbador;

- Los mapas de riesgo ante inundaciones con base en el incide pérdida - posesión permiten visualizar la variación espacial del nivel de afectación por inundación en una zona urbana e identificar las zonas de mayores afectaciones, permitiendo gestionar y priorizar acciones preventivas de mitigación de estas afectaciones;

- Al ser adimensional, el índice pérdida – posesión puede ser utilizado como unidad de medida homogénea de afectaciones por un evento perturbador, pudiendo comparar los niveles de estas afectación generadas por diferentes eventos presentados en la misma ciudad, independiente de la variación del dinero a través del tiempo y el cambio en la morfología de la ciudad.

- Asimismo, su estimación es independiente al desarrollo económico desigual dentro del territorio urbano, lo que permite la comparación de dichas afectaciones entre diversos estratos sociales o ciudades sin importar si pertenecen a diferente país.

- Actualmente está en proceso un trabajo de investigación a nivel maestría enfocado a la aplicación y validación del índice pérdida – posesión para la generación de mapas de riesgo ante inundaciones, del cual se obtendrán más resultados sobre su uso y beneficios.

- Es necesario aumentar el conocimiento y ampliar la visión sobre el agua, las inundaciones y el ciclo hidrológico en general, a través del desarrollo de herramientas como este índice, para mejorar y renovar la convivencia de la humanidad con el agua.

AGRADECIMIENTOS

- Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología de México (CONACYT) por la beca de manutención #451304 para la realización la tesis de maestría de la que deriva este artículo.
- A *Computational Hydraulics International* (CHI) por la licencia estudiantil del programa PCSWMM® utilizado para realización de la tesis de maestría de la que deriva este artículo.

REFERENCIAS

Alcocer-Yamanaka, V. H. y otros, (2016). "Metodología para la generación de mapas de riesgo por inundación en zonas urbanas". *Tecnología y Ciencia del Agua*, VI I(5), pp. 33-55.

Baró-Suarez, J. E., Calderón-Aragón, G., Estekker-Alberich, M. V. & Cadena-Vargas, E., (2011). Costo más probable de daños por inundaciones en zonas habitacionales de México. Tecnología y Ciencias del Agua [En línea], 3 07, II(3), pp. 201-2018.

Campos Aranda, D. F., 1998. Procesos del Ciclo Hidrológico. San Luis Potosí (San Luis Potosí): Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de San Luis Potosí.

Campos Aranda, D. F., 2010. Introducción a la Hidrología Urbana. 2 ed. San Luis Potosí (San Luis Potosí): Printego.

CENAPRED, 2004. www.CENAPRED.UNAM.mx. [En línea]

CENAPRED, 2016. CENAPRED. [En línea],
http://www.cenapred.gob.mx/es/documentosWeb/Enaproc/fenomenos_2016.pdf

CEPAL, 2007. Información para la gestión de riesgo de desastres. Estudio de caso de cinco países: México, México: Comisión Económica para América Latina y el Caribe ONU.

Cervantes Jaimes, C. E., 2012. Tesis: Generación de Mapas de Riesgo de Inundación Mediante Modelación en 2D. Jiutepec(Morelos): UNAM.

CONAGUA, "2015". Manual de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento. México: -.

CONAGUA, 2015a. Metodologías de Evaluación Socioeconómica y Estructuración de Proyectos de Inversión (Agua Potable, Alcantarillado, Saneamiento, Mejoramiento de Eficiencia y Protección a Centros de Población). En: Manual de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento. México: s.n.

CONAGUA, 2015b. Drenaje Pluvial Urbano. En: Manual de Agua Potable Alcantarillado y Saneamiento. Ciudad de México: s.n.

Escalante Sandoval, C. A. & Reyes Chávez, L., 2002. Técnicas estadísticas en hidrología. Ciudad de México (Ciudad de México): Facultad de Ingeniería UNSM.

González, M. d. Á. & Domínguez Mora, R., 2013. Ecuaciones universales ajustadas para el cálculo de lluvias máximas de corta duración. GEOS, 33(2).

IMTA, 2015. ESTUDIO DE RIESGOS DE INUNDACIONES EN ZONAS URBANAS DE LA REPÚBLICA MEXICANA, Jiutepec Morelos: IMTA.

Llaguno Guilberto, O. d. J., 2014. Tesis: Generación de Mapas de Riesgo Considerando la Topografía Urbana, Aplicado a la Ciudad de Oaxaca de Juárez, Oaxaca. Jiutepec (Morelos): UNAM.

Mora Domínguez, R., Torres, M. A. & Mora Domínguez, R., 2013. Vulnerabilidad y Riesgo por Inundaciones. ReaserchGate, 11.

Ribera Masgrau, L., 2004. Los mapas de riesgo de inundaciones: representación de la vulnerabilidad y aportación de las innovaciones tecnológicas. Doc. Anàl. Geogr., abril, Issue 43, pp. 153-171.

SHCP, 2015. LINEAMIENTOS para la elaboración y presentación de los análisis costo y beneficio de los programas y proyectos de inversión. 2015 ed. México (Ciudad de México): Secretaría de Hacienda y Crédito Público.

Smith, G. ,. C. D. W. B. M. M., s.f. MODELLING THE INFLUENCE OF BUILDINGS ON FLOOD FLOW.

Ven Te Chow, V., Maidment, D. R. & Mays, L. W., 1994. Hidrología Aplicada. Bogotá: McGraw Hill Interamericana S.A..

Vázquez Rodríguez, H. G., 2012. Tesis Inundaciones en Zonas Urbanas. Medidas Preventivas y Correctivas, Acciones Estructurales y No Estructurales. Jiutepec(Morelos): Universidad Autónoma de México.

Viand, J. M. & Silvia, G. G., s.f. Crear riesgo, ocultar riesgo: gestión de inundaciones y política urbana en dos ciudades argentinas. [En línea] https://www.ina.gov.ar/pdf/ifrrhh/01_027_Viand.pdf

IAHR AIIH
XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

HYDRO-BID, UN MODELO PARA ESTIMAR LA DISPONIBILIDAD DE AGUA Y PRODUCCIÓN DE SEDIMENTOS Y SU VARIABILIDAD POR CAMBIOS CLIMATICOS

Borsellino, M.J[1], Moreda, F.[2] , Nalesso, M.[3] y Coli, P[3]
1:COREBE, Argentina mjborsellino@corebe.org.ar; 2 R. T. I; fmoreda@rti.org;3 B.I.D, USA; mauron@iadb.org; pcoli@iadb.org

RESUMEN:

Los países de América Latina y el Caribe (LAC) han experimentado un incremento en el número de eventos extremos en los últimos 30 años, provocando precipitaciones récord en algunas regiones y sequías en otras. Los pronósticos de los próximos 20 años indican que entre 12 y 81 millones de personas experimentarán estrés hídrico, con el número incrementándose hacia la década del 2050. Los impactos del cambio y/o variabilidad climático serán variados a través de la región tal como lo resume el Panel Intergubernamental en Cambio Climático (Magrin et al., 2007).

En tal sentido el Banco Interamericano de Desarrollo, ha desarrollado Hydro-Bid, como un sistema integrado y cuantitativo para simular los procesos hidrológicos y la gestión de recursos hídricos en la región de America Latina y el Caribe (ALC), bajo escenarios de cambio (p. ej., clima, uso del suelo, población), que permite evaluar cantidad y calidad del agua, las necesidades de infraestructura, y el diseño de estrategias y proyectos de adaptación en respuesta a estos cambios.

ABSTRACT:

The countries of Latin America and the Caribbean (LAC) have experienced an increase in the number of extreme events in the last 30 years, causing record rainfall in some regions and drought in others. The forecasts for the next 20 years indicate that between 12 and 81 million people will experience water stress, with the number increasing towards the 2050s. The impacts of climate change and / or variability will be varied throughout the region as summarized the Intergovernmental Panel on Climate Change (Magrin et al., 2007).

In this sense, the Inter-American Development Bank has developed Hydro-Bid, as an integrated and quantitative system to simulate hydrological processes and the management of water resources in the Latin American and Caribbean (LAC) region, under scenarios of change (p (eg, climate, land use, population), which allows the evaluation of water quantity and quality, infrastructure needs, and the design of adaptation strategies and projects in response to these changes.

PALABRAS CLAVES: Simulación**,** Hidrología, Clima, Mitigación y Adaptación

INTRODUCCIÓN

En la región de LAC, los cambios en los patrones de precipitación producirán lluvias más intensas en algunas áreas y sequía en otras. Tormentas más frecuentes y violentas podrían causar daños a la infraestructura, mientras que la disminución de lluvias causaría estrés hídrico. En las regiones montañosas, la pérdida de agua almacenada en los glaciares puede causar reducción a largo plazo en las corrientes de ríos y los procesos de recarga de aguas subterráneas, resultando en estrés del suministro de agua para las personas, la agricultura y los ecosistemas, así como también una capacidad de generación hidroeléctrica reducida. La energía hidroeléctrica es la principal fuente de electricidad en la mayoría de países latinoamericanos y está en gran riesgo por cambios en los caudales y la disponibilidad de aguas.

En una primera fase Hydro-BID ha desarrollado una versión operacional que incluyo: (1) una Base de Datos de Hidrología Analítica (AHD) para la región de América Latina y el Caribe (LAC - AHD), una representación digital de 229,300 cuencas en Centroamérica, América del Sur y el Caribe, con sus correspondientes topologias y redes de drenaje ; (2) un sistema de información geográfica (SIG), como herramienta de navegación para explorar las cuencas y ríos de la AHD, con la capacidad de navegar aguas arriba y aguas abajo; (3) una interfaz de usuario para determinar específicamente el área y el período de tiempo a ser simulado y la ubicación del sitio donde la disponibilidad de agua será simulada; (4) una interfaz de datos climáticos para generar las entradas de precipitación y temperatura para el área y el período de interés; (5) un modelo de precipitación - escorrentía basado en el Factor de Carga de Cauces Generalizados (GWLF); y (6) un esquema de cálculo hidráulico (routing) para cuantificar el tiempo de tránsito y los estimados de flujo acumulados a través de las cuencas aguas abajo.

En la fase II Hydro-BID, incorpora una versión actualizada que incluye (1) mejoras en la interfaz de usuario; (2) un módulo para simular el efecto de los reservorios en los caudales aguas abajo; (3) un módulo de enlace de Hydro-BID y los modelos de aguas subterráneas desarrollados con MODFLOW e incorporar los intercambios de agua entre las aguas subterráneas y los compartimientos de aguas superficiales dentro de la simulación de la disponibilidad de agua superficial; y (4) un modulo para estimación de producción de sedimento en cuencas utilizando las ecuaciones de MUSLE (Ecuación Universal de Pérdida de Suelo Modificada) y la de Gavrilovic.

Luego de simulado el comportamiento hidrológico de una cuenca, Hydro-BID cuenta con un modulo para el análisis de cambios climáticos, que permite estimar la temperatura y precipitación analizando diferentes escenarios posibles. Los modelos climáticos considerados son los que actualmente utilizan en el Panel Intergubernamental sobre el Cambio Climático 4 (IPCC4). Particularmente en este caso se incluyo también los servicios del Centro de Investigaciones del Mar y la Atmósfera (CIMA-UBA) para realizar predicciones climáticas, utilizando la nueva generación de modelos climáticos, conocida como Proyecto de Intercomparación de Modelos Acoplados Fase 5 (CMIP5).

Obtenidos los nuevos escenarios climáticos, básicamente precipitación y temperatura, para proyecciones a 20, 30, 40 o 50 años, el modelo es nuevamente operado con estos nuevos datos, a los efectos de poder establecer el impacto de las posibles modificaciones tanto en la escorrentía, como en la producción de sedimentos.

OBJETIVOS

Como parte de su compromiso de ayudar a los países miembros, en la adaptación al cambio climático, el BID ha desarrollado una herramientas de simulación de cuencas conocidas como Hydro-BID. El Sistema de simulación Hydro-BID incluye módulos de análisis hidrológico y climático para estimar la disponibilidad (volúmenes y caudales) de agua dulce a escalas regional, de cuencas y de sub-cuencas. Incluirá también los análisis económicos y las herramientas de soporte de decisiones para estimar los costos y beneficios de las medidas de adaptación y ayudar a los

responsables de tomar decisiones en la escogencia entre diseños alternativos de proyectos de infraestructura así como entre políticas de gestión de recursos hídricos.

METODOLOGIA

Base de Datos de Hidrología Analítica (AHD)

Es una base de datos espacialmente explicita (i.e., basada en un sistema de información geográfica –GIS-) de aguas superficiales. Sirve como una plataforma espacial regional para integrar datos dispersos necesarios para apoyar los modelos hidrológicos. Permite un marco para la parametrización de modelos de una manera consistente, que provee la conectividad del flujo aguas arriba y/o abajo, necesaria para la simulación.

La AHD tiene cuatro características claves que permiten el desarrollo y la implementación de herramientas de análisis de recursos hídricos, en el contexto de su dinámica en una red hidrográfica. Ellas son:

- una estructura de cuencas de polígono anidado con un esquema único de identificación .
- una estructura derivada correspondiente para los segmentos fluviales contenidos dentro de las cuencas.
- atributos descriptivos que crean un sistema interconectado de segmentos fluviales aguas arriba y aguas abajo y entre cuencas.
- una estructura de base de datos para poblar y adjuntar atributos adicionales específicos al modelo.

La AHD deriva los datos digitales de elevación de la SRTM, modificados por la USGS para proveer un flujo más preciso entre las celdas de los datos raster. Además contiene segmentos fluviales vectoriales y cuencas de aporte mediante poligonales y los atributos correspondientes, en conjunto con Modelos de Elevación Digital (DEM), libre de vacíos de datos rasters de dirección y acumulación de flujo.

Hydro-BID utiliza la estructura de datos y las topologías de red de drenaje y cuencas de la AHD. Éste incorpora datos de uso de suelos, tipos de suelos, precipitaciones y temperatura, dentro del área de estudio, así como los flujos de corrientes observados para usarlos en la calibración. Incluye también un interfaz de pre-procesador para desagregar datos de clima mensual en una serie de tiempo diaria de temperatura y precipitación, siendo ésta la forma requerida de entrada de datos. Figura 1

El Sistema emplea para la simulación hidrológica, el modelo standard Factor de Carga de Cauces Generalizados - (GWLF) en conjunto con una metodología nueva para el transito (lag-routing) desarrollada por RTI. La salida se genera como una serie de tiempo de proyecciones de flujos de agua, en escala diaria o mensual.

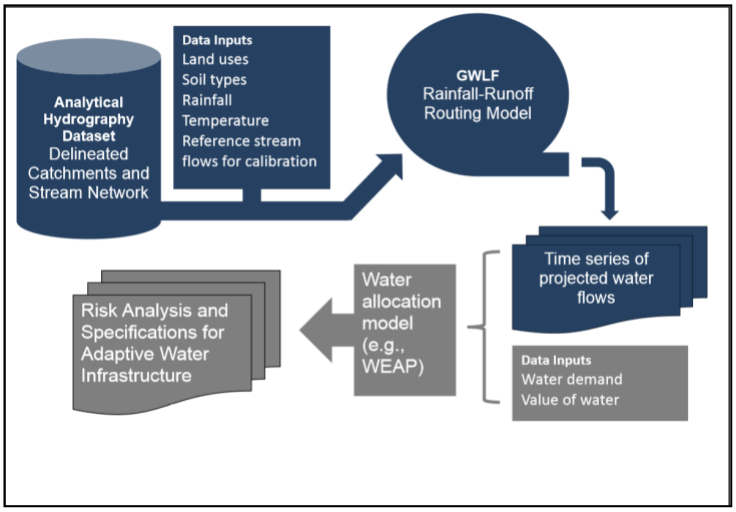


Figura 1.- Diagrama de Flujo de Hydro-BID

Los datos de la cobertura de suelos usados para este estudio, se obtuvieron del United States Geological Survey (USGS) caracterización Global de tierras (para sudamerica), mientras que para el tipo de suelos emplea La Base de Datos Armonizada Mundial de Suelos (HWSD), para parametrizar los números de curva para la región de LAC. Sin embargo si se cuenta con mapas de usos de suelo y tipos de suelo para la zona en estudio los mismos pueden ser incluidos en el AHD. Las figuras 2 y 3 muestran los mecanismos de indexación pos cuencas de estos parámetros.

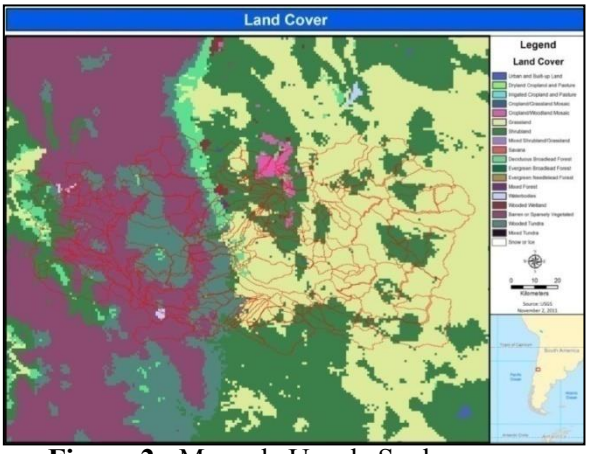


Figura 2.- Mapa de Uso de Suelo

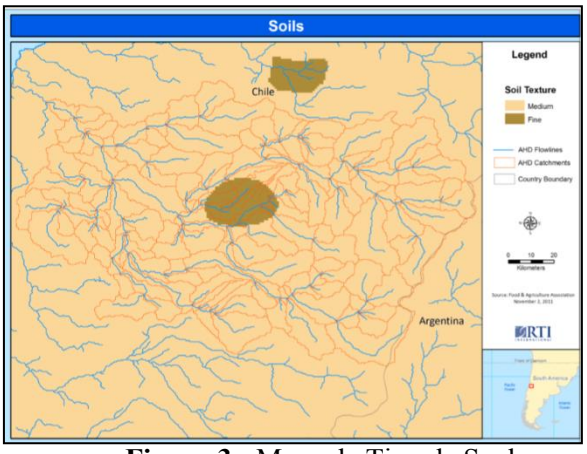


Figura 3.- Mapa de Tipo de Suelo

Simulación Hidrológica

El modelo calcula la escorrentía y los flujos base por cuenca de aporte, la escorrentía se genera en forma de exceso de infiltración y el flujo base es una liberación gradual de la capa saturada. Tras tomar en cuenta la escorrentía proveniente de las precipitaciones, toda agua que excede un volumen calculado de evaporación se infiltra a la capa no saturada. Con el tiempo, el agua infiltrada se pasa desde la capa no saturada hacia abajo para reponer el volumen almacenado de la capa saturada. El agua de la capa saturada ingresa en el canal de corriente como flujo de base donde se combina con la escorrentía de la cuenca y otros flujos de entrada provenientes de las cuencas de aguas arriba, para proporcionar el volumen de flujo de corriente para el día. Cabe destacar que la capa saturada, o agua disponible como flujo de base, puede agotarse por medio de la filtración a un acuífero subterráneo más profundo.

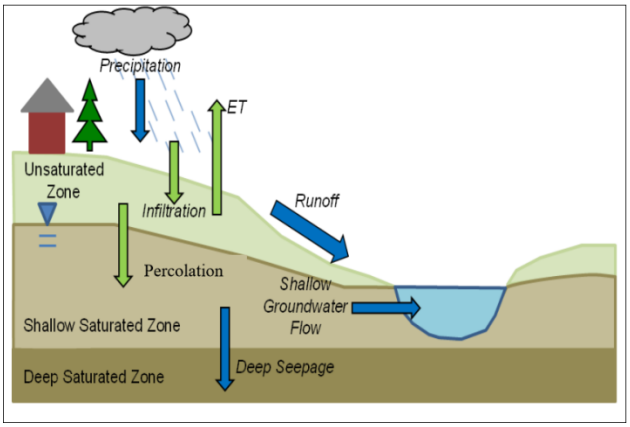


Figura 5.- Representación del modelo de GWLF

Carga de Sedimentos

En la nueva versión de Hydro-BID, además de las estimaciones hidrológicas, se incorporan dos metodologías para determinar las cargas de sedimentos desde las cuencas de aporte. El primer método se basa en la la Ecuación Universal de Pérdidas de Suelo Modificada (MUSLE) y la segunda se basa en la ecuación de Garrilovic (1959) modificada por Zemlijc (1971). Ambos están perfectamente vinculados a la simulación del GWLF. Mientras que MUSLE se implementa para generar cargas de sedimento diarias para cada cuencas, el método Garrilovic se desarrolla sólo para cargas de sedimentos anuales. Las siguientes secciones describen las dos metodologías y sus parámetros.

Para la resolución de ambos métodos el AHD incorpora a la Base de Datos, los parámetros requeridos por las dos modelos para la resolución en cada grilla la producción de sedimentos.

Evaluación de Escenarios Climáticos

La evaluación de escenarios de cambio climático, es una ciencia inexacta y los diversos métodos están evolucionando continuamente. Por lo tanto, la estimación de la temperatura y la precipitaciones futuras, generalmente se aborda al considerar una variedad de enfoques, que incluyen diferentes escenarios de emisión, diferentes Modelos de Circulación Global (GCM), el uso de modelos globales con resolución de cuadrícula de 100-200 km, y modelos regionales de escala reducida con una resolución de cuadrícula de 50 km. Además, la mayoría de los modelos climáticos se realizan actualmente utilizando metodologías del Panel Intergubernamental sobre el Cambio Climático 4 (IPCC4). El presente modelo también incorporo los servicios del Centro de Investigaciones del Mar y la Atmósfera (CIMA-UBA) para realizar predicciones climáticas, utilizando la nueva generación de modelos climáticos, conocida como Proyecto de Intercomparación de Modelos Acoplados Fase 5 (CMIP5).

CASOS DE ESTUDIO

Hydro-BID I

En esta primera etapa fue seleccionada la cuenca del Rio Grande (figura 6). Esta cuenca nace en la cordillera oriental sobre el límite con la Puna y la provincia de Salta. Se caracteriza por estar conformada por un relieve montañoso, con picos de más de 4,200 m de altura, cuyos derrames escurren con dirección norte - sur, atravesando la capital provincial de San Salvador de Jujuy (altitud 1,200m), para posteriormente girar hacia el este, hasta confluir con al Río Lavallan y formar a partir de allí el Río San Francisco, que finalmente drena sus aguas hacia el Río Bermejo.

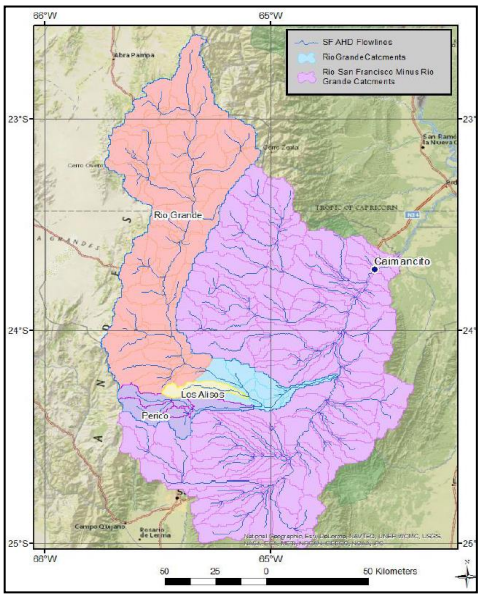


Figura 6.- Cuenca Rio Grande

El clima se caracteriza por presentar un régimen hidrológico estrictamente estacional, con estación húmeda bien marcada (veranos) y prolongados periodos de sequias en inviernos fríos. El gradiente pluviommetrico presenta un marcado descenso en la dirección SE-NO, alcanzando los menores registros en las partes mas altas de la cuenca.

La ciudad capital de la provincia, San Salvador de Jujuy, cuenta con una población de 265.000 en (año 2010). La totalidad de sus habitantes se abastecen desde el Rio Grande

Por su parte el sur de la provincia, cuenta con un valle de producción agrícola, cuya superficie es de unas 34.000 has, y su sistemas de riego es también abastecido a partir de derivaciones realizadas desde el Rio Grande. Todos estos centros de consumos tienen como obra de cabecera la presa de Los Molinos, desde donde se deriva las aguas captadas hacia dos embalses laterales denominados Las Maderas y La Cienaga, que poseen una capacidad total de almacenamiento de unos 300 hm^3.

La metodología planteada en el trabajo, fue la de evaluar la disponibilidad de agua utilizando el modelo Hydro-BID, realizar un análisis climático actual y futuro, calcular la demanda de agua no satisfecha, utilizando el modelo de Evaluación y Planificación del Agua (WEAP), y finalmente plantear las opciones de adaptación.

Para la aplicación del modelo Hydro-BID, se dispuso de siete (7) estaciones pluviométricas y cuatro de aforos cuyos datos fueron procesados y homogenizados para contar con series adecuadas a los objetivos del trabajo. Dada la compleja geografía de las subcuencas y los diferentes usos del agua, se considero necesario simular flujos a la salida de tres sub cuencas.

Las sub cuencas seleccionadas fueron de de el Rio Grande, hasta la presa de Los Molino, la cual fue desagregada en 69 subcuencas; Los Alisos y Rio Perico que fue dividida en seis subcuencas (Fig. 6).

Los caudales mensuales simulados en las tres cuencas se compararon con los flujos observados, mostrando tendencias estacionales similares, como se ilustra en las Figura 7 y 8. Es de destacar que los caudales simulados y observados se corresponden bien en los meses secos de

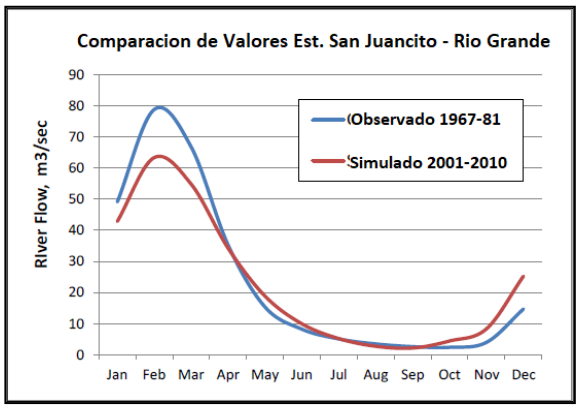


Figura 7.-Ajuste año hidrológico medio

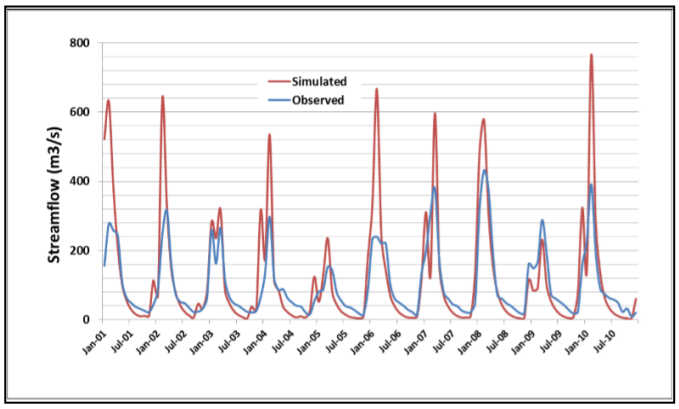


Figura 8.-Ajuste periodo interanual

invierno y menos estricto en la estación húmeda. Sin embargo atendiendo a los objetivos de esta herramienta, precisamente la temporada seca (invierno) es la de interés para evaluar la escasez, por lo que el ajuste en este periodo es asumido como adecuado.

Cuando se compara los resultados del modelo de los caudales mensuales observados y simulados para el período de calibración, se observa también que en general, el modelo simula bien el balance de agua, con una sobreestimación de los altos caudales de verano. La diferencia en el flujo general durante la década 2001-2010 fue del 14%. La correlación general entre observado y simulado fue del 85%.

Si bien estos ajustes podrían ser mejorados en base a información más completa, estos resultados pueden ayudar en cuestiones inmediatas de gestión, asignación de cupos, etc. También puede ayudar en otros problemas de recursos hídricos, como la selección de sitios para nuevas estaciones de medición y monitoreo.

Evaluación de Escenarios Climáticos

A los efectos de la presente aplicación, se consideraron y compararon los resultados del conjunto de metodologías propuesta por el CIMA y las dos proyecciones de Climate Wizard, para los factores de escala de temperatura y precipitación durante las décadas desde 2011-2020 hasta 2051-2060. La Figura 9 muestra datos del factor de escala para dos meses: enero (húmedo) y octubre (estación seca). Se observa una tendencia creciente en la temperatura y no así en la precipitación. La información del conjunto CIMA es claramente "más suave" y menos extrema, presumiblemente porque combina muchos modelos climáticos. Sin embargo, es posible que no refleje la volatilidad interanual que puede esperarse en función de tendencias pasadas. No hay una razón clara para preferir un enfoque sobre el otro, por lo que para el presente análisis se emplearon

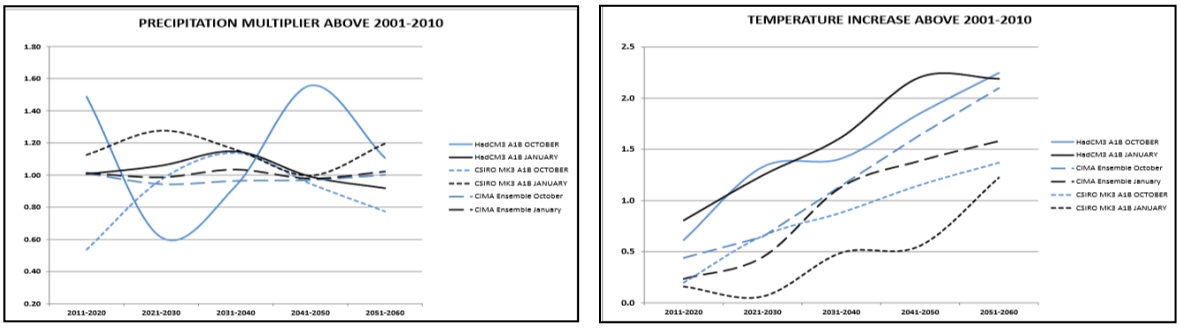


Figura 9.- Comparación de los factores de escala para diferentes proyecciones climáticas

las tres proyecciones climáticas.

El período 2000-2010 fue asumido como década de referencia. Los cálculos para las décadas futuras se basan en la temperatura y precipitación de las proyecciones climáticas indicadas precedentemente. Posteriormente todos los resultados del modelo climático se incorporan al modelo hidrológico, para calcular nuevos valores de caudales para el Río Grande. La figura 10 muestra los caudales medios anuales para los diferentes escenarios climáticos evaluados.

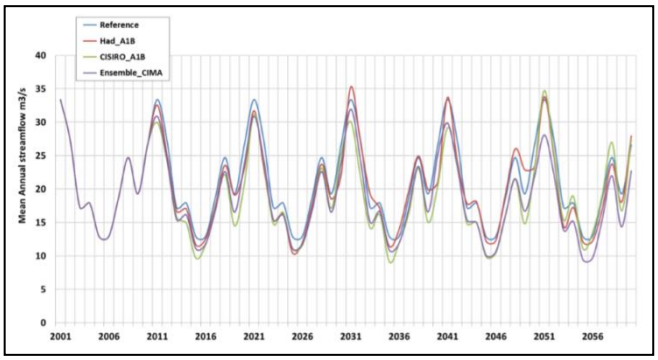


Figura 10.-Caudal medio anual proyectado según diferentes escenarios climáticos

Evaluación de la demanda y oferta

En base a la información brindada por la provincia de Jujuy, respecto de los consumos urbanos, para las ciudades de San Salvador, Palpala, Perico y otras poblaciones menores, que se abastecen del Rio Grande, como así también de las superficies bajo riego y el tipo de cultivos de la región, se estimaron los consumos totales para cada uno de los diferentes usos, según el esquema de aprovechamiento indicado en la figura 11.

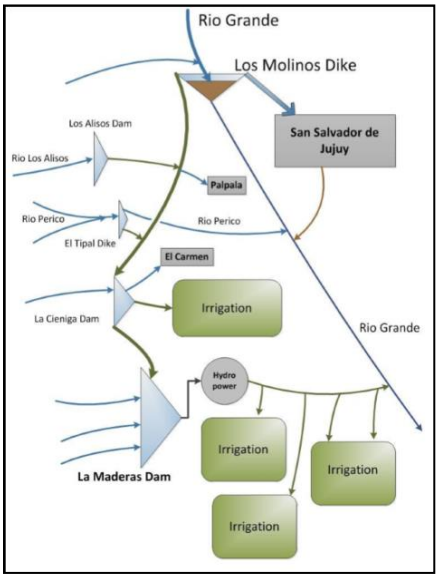


Figura 11.- Usos del agua en el Rio Grande

Definidos los consumos, se estimaron las demandas no satisfechas para las condiciones actuales y luego se evaluaron como se modifican estas, con los diferentes escenarios climáticos analizados y su impacto en la disponibilidad de agua.

En tal sentido, se puede observar que si bien no existe una tendencia definida respecto de los caudales medios anuales, si lo hay en la temperatura, lo cual incide severamente en la evapotranspiración y por lo tanto en el consumo con fines agrícolas. Conocidos las demandas no satisfechas para un pronóstico al año 2050, se propusieron diferentes medidas de mitigación para minimizar esta porción no satisfecha.

La figura 12 muestra como crece la demanda no satisfecha hacia el año 2050, según sea el escenario considerado. En general se muestra que esta demanda se incrementa, cualquiera sea el modelo climático empleado, para la evaluación de posibles escenarios.

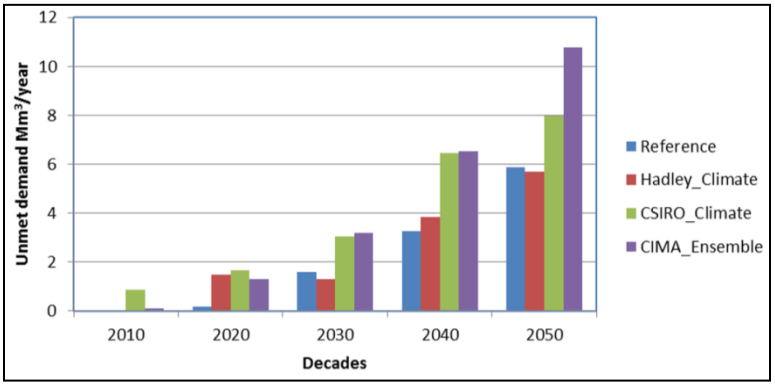


Figura 12.- Demanda no satisfecha al año 2050

Para mitigar este déficit, se propusieron tres medidas de mitigación, obteniéndose una sensible disminución de la demanda no satisfecha, según sea el esquema adoptado. La figura 13, muestra como se mitiga parcialmente el impacto, si se considera el escenario

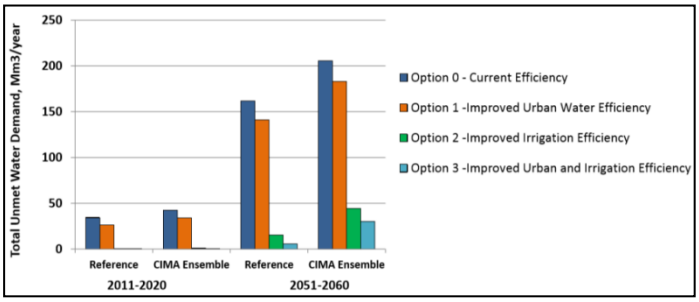


Figura 13.- Demanda no satisfecha escenario CIMA

estimado en base a los modelos climáticos del CIMA.

Claramente se advierte como se podría mitigar el efecto provocado por un escenario climático adverso, minimizando la demanda no satisfecha, a partir de una serie de medidas destinadas a optimizar la eficiencia de los sistemas de distribución y aplicación del agua.

Hydro-BID II

En esta nueva versión de Hydro-BID, se implementaron dos metodologías para determinar la producción de sedimentos desde las cuencas de aporte. Para ello recurre al empleo de modelos de producción de sedimentos a nivel de cuenca. Un método se basa en la Ecuación Universal de Pérdidas de Suelo Modificada (MUSLE) y el segunda en la ecuación de Garrilovic (1959) modificada por Zemlijc (1971). Este último, es un método paramétrico de cuantificación de la erosión superficial, que ha sido aplicada en cuencas balcánicas y alpinas y que fue diseñada para estimar la producción de sedimentos en cuencas de pendientes complejas.

Ambos modelos están acopados a la simulación de GWLF. Mientras que MUSLE se implementa para generar cargas de sedimento diarias, el método Gavrilovic se desarrolla sólo para cargas de sedimentos anuales.

Modelo de MUSLE

MUSLE es una modificación de la USLE original y calcula las tasas diarias de erosión como una función de la escorrentía diaria y de los parámetros USLE, mientras que USLE predice la erosión bruta anual como una función de la energía generada a través de lluvias. Para MUSLE, la energía de la lluvia está representada por el uso del caudal pico sumada a la escorrentía superficial, según la siguiente ecuación.

$$Sed_t = 11.8\,(Q_t Q_{peak})^{0.56} K_{USLE} C_{USLE} P_{USLE} LS_{USLE} CFRG \qquad [1]$$

Donde Sed_t es la producción de sedimento en el día t,(toneladas); Q_t es el volumen de escorrentía superficial para ese día (m^3), esta es un resultado/output diario del modelo hidrológico; Q_{peak} es el pico de caudal diario (m^3/s); LS_{USLE} es el factor topográfico; K_{USLE} es el factor de la erosionabilidad del suelo: C_{USLE} , el factor de cobertura; P_{USLE} es el factor de prácticas de laboreo de suelos y CFRG es el factor de fragmentos gruesos.

Modelo de GRAVILOVIC

El método permite calcular la producción media anual de sedimentos por erosión superficial, como el producto de dos relaciones diferentes, es decir el volumen promedio anual erosionado de sedimento y el coeficiente de retención, según la siguiente expresión:

$$G = WR \qquad [2]$$

Donde G es el volumen de sedimentos anual (m^3/año); W el promedio potencial anual de producción de sedimentos por la erosión superficial (m^3/año) y R el coeficiente de redepositación o de retención de sedimentos:

$$W = THπZ^{1,5}F \qquad [3]$$

$$R = \frac{(OxD)^{0.5}(L+L_i)}{(L+10)xF} \qquad [4]$$

$$T = ({}^{t}/_{10} + 0.1)^{0.5}; \qquad Z = XY[\varphi + J^{0,5}] \qquad [5]$$

Con t, la temperatura media anual (°C); H precipitación media anual (mm); F el área de la cuenca (Km^2); Z el coeficiente de erosión; X coeficiente de uso de suelo; Y coeficiente de resistencia del suelo; φ el coeficiente de erosión observada; S el perímetro de la cuenca (km); D la diferencia de elevación entre la media y la mínima (km) ; L la longitud del cauce principal, L_i, es la longitud de afluentes secundario (km) y F área de la cuenca.

Aplicación en la Cuenca del Rio Bermejo

Debido a las dimensiones de la cuenca del Rio Bermejo, para la aplicación de ambos métodos, se selecciono una de las regiones homogéneas definidas por COREBE, en su Plan de Aprovechamientos Múltiples de la Alta cuenca. Específicamente se eligio la denominada Región II, que fue discretizada en 1.709 sub cuencas de aproximadamente 15 km^2 cada una. El área total de drenaje es de 25.431 km^2. Los datos climáticos de 21 estaciones de la cuenca, se utilizaron para crear la base de datos climáticos interpolados que cubren toda la superficie, durante un período de registro de 30 años. Se seleccionaron tres estaciones de aforos para calibrar el modelo y dos para validarlo. Una vez efectuada la modelación de flujo, se usaron los dos métodos de cálculo de producción de sedimentos

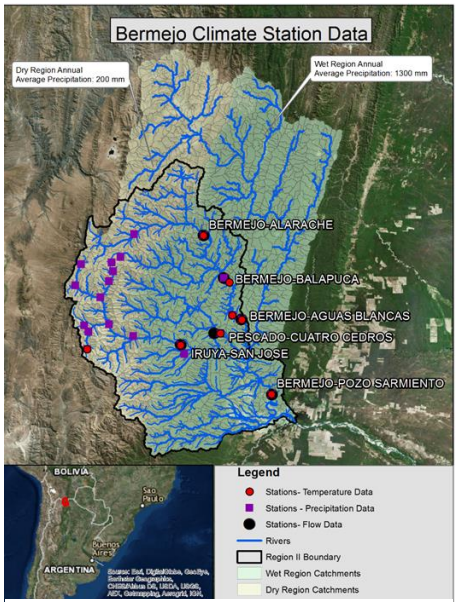


Figura 14.- Ubicación Región II

La figura 14, muestra la localización de la Región II y las estaciones de medición empleadas. En una primera etapa se ajusto el modelo hidrológico implementado en Hydro-BID, calibrándolo y validándolo en base a las estaciones de aforos disponibles. Considerando la Estación Pozo Sarmiento, que totaliza los caudales producidos en la Región II, se obtuvieron resultados adecuados.

El periodo adoptado para la calibración fue desde 1990 a 1998. La figura 15 muestra el ajuste de la curva de duración de caudales y el hidrograma medio mensual para el periodo de la estación Pozo Sarmiento

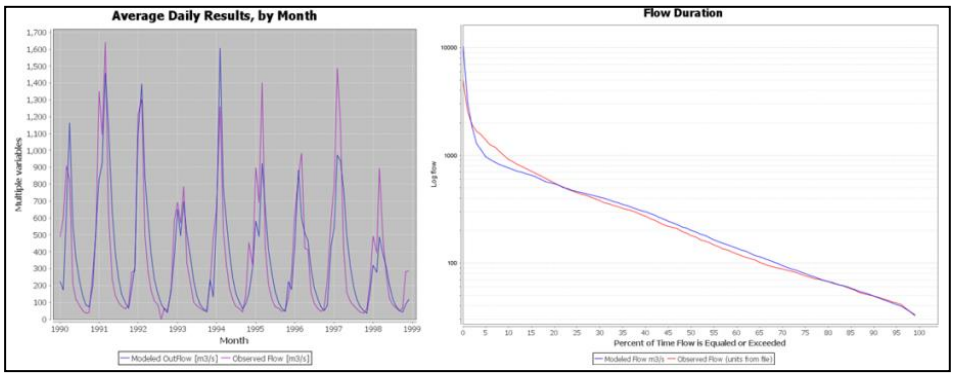


Figura 15.- Ajuste de Caudales en estación Pozo Sarmiento

Ajustado el modelo hidrológico, se procedió de igual manera a calibrar los modelos sedimentológicos, para lo cual se incluyeron en la AHD las capas correspondientes los parámetros requeridos por MUSLE y GRAVILOVIC. Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 1

Tabla 1. -Valores estimados para el ajuste de los modelos sedimentológicos

UBICACION	COREBE (10^6 ton/ano)		Valores HydroBID (10^6 ton/ano)	
	Observado	Método de Gavrilovic	Método de MUSLE	Método de Gavrilovic
San Jose	13.1	10.7	10.4	11
Pozo Sarmiento	705.8	50.4	51.2	50.2
Cuatro Cedros	5.3	4.9	4.8	5.3
Aguas Blancas	8.3	9.3	9.4	9.7
Balapuca	7.9	8.6	8.8	8.7

Como se observa en la tabla, el ajuste se estimo adecuado para todas las estaciones, a excepción de Pozo Sarmiento.

Evaluación de los Escenarios Climáticos

En Hydro-BID I se efectuaron las proyecciones mensuales de temperatura y precipitación para las décadas desde 2001-2010 hasta 2051-2060, en una sub cuenca del Rio Bermejo, como lo es la cuenca del Río Grande. Los factores originales del estudio anterior son relativos a una línea base de 2001-2010. En este caso lo valores se ajustaron a una línea base de 1991-2000. La Tabla 2 muestra una comparación de las proyecciones de precipitación del conjunto CIMA y Climate Wizard para 2021-2030 y 2041-2050. Los conjuntos CIMA muestran una lluvia de verano significativamente más alta y lluvias de invierno ligeramente más bajas.

Tabla 2.- Comparación de escenarios climáticos para ajustar la precipitación

Temporada	2021–2030		2041-2050	
	Climate Wizard	CIMA	Climate Wizard	CIMA
Verano (Dec-February)	1.5	0.99	1.6	0.99
Otoño (Mar-May)	1	0.89	0.88	0.88
Invierno (Jun-August)	1.2	0.9	1.4	1.1
Primavera(Septr - Nov)	1.7	0.93	1.5	0.55

Los cambios en las precipitaciones no muestran variaciones estacionales o interdecada consistentes. La predicción de lluvias futuras no muestra una tendencia clara, pero la temperatura muestra un aumento constante, especialmente en los meses secos de invierno

Finalmente, la carga de sedimentos en condiciones de nuevos escenarios climático se modeló bajo cada conjunto de parámetros de ajuste climático usando MUSLE y el método de Gavrilovic . Los resultados para cada método y proyección climática se muestran a continuación en las tablas 3 (MUSLE) 4 (Gavrilovic).

Tabla 3.- Variación del volumen de sedimentos según modelo de MUSLE

METODO DE MUSLE				
Estación	Climate Wizard		CIMA	
	2021-2030	2041-2050	2021-2030	2041-2050
San Jose	30.20%	11.90%	14.30%	15.40%
Pozo Sarmiento	32.80%	6.30%	9.90%	10.70%
Cuatro Cedros	70.70%	35.60%	40.40%	42.00%
Aguas Blancas	41.60%	12.30%	16.20%	16.90%
Balapuca	41.80%	12.30%	16.30%	17.00%

Tabla 4.- Variación del volumen de sedimentos según modelo de GRAVOILOVIC

METODO DE GRAVILOVIC				
Estación	Climate Wizard		CIMA	
	2021-2030	2041-2050	2021-2030	2041-2050
San Jose	-9.50%	-19.50%	-7.20%	-6.30%
Pozo Sarmiento	-9.50%	-19.50%	-7.20%	-6.30%
Cuatro Cedros	-9.50%	-19.50%	-7.20%	-6.30%
Aguas Blancas	-9.50%	-19.50%	-7.20%	-6.30%
Balapuca	-9.50%	-19.50%	-7.20%	-6.30%

CONCLUSIONES

- El modelo hidrológico fue calibrado y validado contra dos estaciones, una del Cuenca del Rio Grande, y otra del San Francisco con aceptables niveles de error.
- Los modelo de cambio climático empleados indican que la precipitación media anual en la cuenca no muestra una tendencia definida respeto de su variación. El impacto directo del cambio climático en los caudales de los ríos parece ser pequeño.
- El modelo confirma la experiencia actual de los usuarios de agua en la cuenca. Se obtienen resultados que muestran la demanda no satisfecha (escasez de agua) durante los meses "secos" de agosto a noviembre para tanto para los consumos urbanos como productivos.
- La demanda de agua en las cuencas aumentará drásticamente en los próximos 50 años debido a un incremento de los requerimientos urbanos e industrial y fundamentalmente en del riego, como consecuencia de a un incremento en la temperatura, que aumenta la evapotranspiración (ETr).
- En virtud de los resultados obtenidos se concluye que es necesario aumentar las eficiencias de los sistemas de captación y distribución y aplicación de agua ya que ello proporcionará un gran beneficio para adaptarse a los cambios previstos en el clima.
- El modulo de sedimentos contiene dos métodos de cálculo la ecuación de pérdida de suelo universal modificada (MUSLE) y Gavrilovic.
- Las cargas de sedimento se calcularon con cada método y se compararon con los valores observados y calculados por Hydro-BID y por COREBE.
- Se observan algunas diferencias en los resultados de la producción de sedimentos totales, según sean los modelos empleados, (sedimentos y cambio climático) y ello se puede atribuir a las variables empleadas en cada modelo de producción de sedimentos.
- En el modelo MUSLE, las cargas de sedimentos aumentan en todos los escenarios, mientras que las cargas disminuyen para todos los escenarios de Gavrilovic. Las estimaciones de fundamentalmente el resultado de los cálculos utilizados por cada método. Los cálculos de MUSLE, ocurren diariamente con consideración del caudal promedio y pico, estimador por Hydro-BID, y por lo tanto son más sensibles a los cambios en el régimen de flujo. Cuando se analiza la curva de duración del caudales para Pozo Sarmiento, la diferencia entre los eventos de caudales bajos y altos (entre 25 % y 75 %) aumentó con el cambio climático. Sin embargo, la magnitud del cambio varía sustancialmente entre décadas. Usando Climate Wizard, los valores aumentan mucho en 2021-2030 y menos para el 2041-2050. Según la proyección de CIMA, los valores aumentan durante 2021-2030 y en gran medida no cambian para 2041-2050.

Por su parte el método de Gavrilovic agrega las tendencias anuales de precipitación y temperatura para estimar una producción anual. Este cálculo más grueso no incluye la consideración de los picos máximos subanuales, sino cambios con un comportamiento climático más amplio. Los cambios en la precipitación son directamente proporcionales a

los cambios en el sedimento. Debido a que se emplea un modificador climático único en cada mes, para todas las cuencas, los rendimientos de sedimentos estimados disminuyeron en todas ellas en cada escenario, con iguales valores (Tabla 4). Bajo la proyección de Climate Wizard, las cargas de sedimentos disminuyen en los márgenes más grandes desde 2021 hasta 2030. Por el contrario, los valores disminuyen en aproximadamente la misma cantidad (~ 7%) bajo la proyección CIMA.

- EL modelo Hydro-Bid, es una herramienta destacada y complementaria, para el desarrollo de un plan de gestión de recursos hídricos, considerando posibles escenarios cambio o variabilidad climática. Particularmente, en el caso de la Region II de la alta cuenca del Rio Bermejo, el Plan de Aporvechamientos Multiples de la Alta Cuenca, ha identificado 47 aprovechamientos multipropósito, y por lo tanto esta metodología permitiría estimar como impactaría en el Indice de Atarquinamiento de cada uno de ellos en un futuro próximo.
- En este sentido, el modelo Hydro-Bid, es una herramienta destacada y complementaria, para el desarrollo del Plan de Aprovechamientos Múltiples de la Alta cuenca del Rio Bermejo, que ayuda a la toma de decisiones en la planificación de las obras de aprovechamiento.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Comisión Regional del Rio Bermejo (COREBE). (2013). "Plan de Aprovechamiento Multiple de los Recursos Hidricos de la Alta Cuenca del Rio Bermejo en la República Argentina.

Gavrilovic, Z. (1959). Method for classification of stream basins and new equations for the calculationof high water flood and sediment load. Vadoprievreda, Belgrade

Moreda, Fekadu Ph.D (2013). "Technical Note 2 , Hydro-BID: An Integrated System for Modeling Impacts of Climate Change on Water Resources" RTI International

Miralles-Wilhelm, F; Brantliy, E.; Borselliino, M.; Castellano, E. et al :" Water resources management and climate adaptation in the Rio Grande Basin, Argentina". Water an Cities in latin America. Pp197-218. ISBN 978-0-415-73097-6

Moreda, Fekadu Ph.D, Benjamin, S; Nalesso, M; Coli Valdes, P.; Corrales, J." Nota Técnica IDB-TN-1116, Hydro-BID: Nuevas Funcionalidades (Módulos de Simulación de Embalses, Transporte de Sedimentos y de Aguas Subterráneas)". Noviembre 2016

Rinner, J. and Bruhn, M. (2013) "Technical Note 1. An Analytical Hydrology Dataset for Latin American and eth Caribbean." RTI International

Williams, J. R. (1975) "Sediment Routing for Agricultural Watersheds." Journal of the American Water Resources Association. 11 (5). p. 965-974

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

USO DE DATOS DE RADAR PARA LA MODELACIÓN HIDRÁULICA DE LA CUENCA DEL RÍO EL SABINAL, CHIAPAS, MÉXICO

Jomaelah Morales Rayo[1], José Manuel Rodríguez Varela[2], Oscar Jesús Llaguno Guilberto[3], Olivia Rodríguez López [4]

[1]Universidad Nacional Autónoma de México, [2-4] Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, [1-4]México.
[1]jomaelahmr@gmail.com, [2]manuel_rodriguez@tlaloc.imta.mx, [3]oscar_llaguno@tlaloc.imta.mx,
[4]olivia_rodriguez@tlaloc.imta.mx

RESUMEN: La precipitación es un proceso complejo, con una alta variabilidad espacial y temporal. La estimación correcta de esta variable es fundamental para calcular de forma adecuada la dinámica de los procesos hidrológicos y por ende los hidráulicos. El siguiente trabajo presenta la metodología empleada para la generación de un modelo hidrológico-hidráulico distribuido alimentado por información de un radar numérico, con el objetivo de conocer la respuesta del rio Sabinal (gastos, velocidades y tirantes), perteneciente a la cuenca del río Sabinal en el estado de Chiapas, México. Con respecto a la hidrología, en específico los datos de lluvia, se generaron a partir de la relación Reflectividad (dBZ)-Intensidad (mm/hr), siendo la reflectividad calculada por el modelo Weather Research and Forecasting (WRF-IMTA) y la estimación de la intensidad de lluvia se obtuvo mediante los registros de datos de las Estaciones Meteorológicas Automáticas (EMAS) de la zona de estudio. Asimismo, se obtuvieron los factores de corrección sobre las celdas del modelo WRF-IMTA que permitieron asociarlos con los datos de lluvia registrados. Para la parte hidrológica-hidráulica se utilizó un modelo de simulación hidráulica unidimensional que considera infraestructura pluvial existente. Posteriormente se realizó la calibración del modelo hidráulico, consiguiéndose datos similares a los medidos por la estación hidrométrica Parque Oriente ubicada a 3 km en la salida de la cuenca.

ABSTRACT: Precipitation is a complex process, with high spatial and temporal variability. The correct estimation of this variable is fundamental to calculate appropriately the dynamics of the hydrological processes and therefore the hydraulics ones. This work presents the methodology used for the generation of a distributed hydrological-hydraulic model processed by information from a numerical radar, with the objective of knowing the response of the Sabinal River (inflows, speeds and depths), belonging to the basin of the Sabinal River in the state of Chiapas, Mexico. According to the hydrology, specifically rain data, these were generated from the relationship Reflectivity (dBZ) -Intensity (mm/hr), being the reflectivity calculated by the model Weather Research and Forecasting (WRF-IMTA) and the Rainfall intensity estimation was obtained by means of the data records of the Automatic Meteorological Stations (AMS) of the study area. Likewise, correction factors were obtained on the cells of the WRF-IMTA model that allowed associating them with the recorded rainfall data. For the hydrological-hydraulic part, a one-dimensional hydraulic simulation model was used that considers existing pluvial infrastructure, resulting in the obtaining of depths and flows along the Sabinal River. Then the calibration of the hydraulic model was carried out, resulting acceptable values, achieving data similar to those measured by the Parque Oriente hydrometric station located 3 km away from the basin.

PALABRAS CLAVES: Calibración, lluvia-escurrimiento, modelo 1D

INTRODUCCIÓN

En la actualidad la República Mexicana está sujeta a diversas amenazas naturales que afectan a la sociedad y por ende tienen un impacto socioeconómico, entre los fenómenos hidrometeorológicos que más afectan se encuentran: la sequía, temperatura extrema, ciclones y precipitaciones extremas.

Dentro de los principales problemas que generan los fenómenos meteorológicos con intensidad inusual, están las precipitaciones extremas, producto de huracanes, tormentas y depresiones tropicales, así como fenómenos convectivos. Dichas precipitaciones generan inundaciones que suelen producir severos daños a la población, vías de comunicación, a la infraestructura urbana, hidroagrícola, fauna, así como a diversas actividades económicas e incluso pueden ocasionar pérdidas de vidas humanas (IMTA, 2015).

Se estima que en el área inundable temporal a nivel nacional es del orden de 161,510 km^2, de 1,959,248 km^2 que comprende el Territorio nacional (8.24 %), (CONAGUA 2011). Actualmente en México, ante esta necesidad de poder conocer y entender el comportamiento de la escorrentía fluvial, se tienen diversos programas que permiten establecer una lluvia distribuida temporalmente, pero no espacialmente.

En el presente trabajo se desarrolla la aplicación de un modelo distribuido alimentado con información de radar numérico aplicados a zonas urbanas que reflejen el comportamiento y la evolución de la lluvia ante un evento hidrometeorológico extremo como son las precipitaciones generadas por tormentas, ondas tropicales o huracanes. La metodología empleada en la generación de un modelo distribuido hidrológico e hidráulico alimentado con información de lluvia proveniente del modelo Weather Research and Forecasting (WRF) del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) y con datos de intensidad recopilados de las Estaciones Meteorológicas Automáticas (EMAS) de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) el cual se aplicó a la cuenca del río Sabinal en el estado de Chiapas. Los objetivos del trabajo fueron:

- Analizar y procesar la información de reflectividad y lluvia proveniente del modelo WRF-IMTA en un Sistema de Información Geográfica
- Asociar el modelo WRF-IMTA con EMAS disponibles en el sitio
- Asignar los hietogramas provenientes del modelo WRF-IMTA a las subcuencas pertenecientes a la cuenca del río Sabinal
- Generar el modelo hidráulico unidimensional y calibración del mismo a partir de datos medidos por la estación hidrométrica Parque Oriente

El Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) cuenta con un modelo de pronóstico numérico del tiempo conocido como WRF- IMTA. El modelo está conformado por un conjunto de celdas de diferente resolución en kilómetros, cada celda contiene información de la variable analizada como lo puede ser lluvia (mm) o reflectividad (dBZ). El modelo abarca toda la República Mexicana, donde se pueden establecer regiones definidas con una resolución mínima de 4 km en cada celda. Esta resolución se utilizó en la zona urbana de Tuxtla Gutiérrez, perteneciente a la cuenca del río Sabinal.

Para contar con un modelo distribuido a partir del modelo WRF-IMTA es necesario utilizar los datos de lluvia (mm/hr) medidos desde la superficie por las EMAS en la zona de estudio para la relación Reflectividad (dBZ)-Intensidad (mm/hr). Para la generación de un modelo hidrológico e hidráulico con lluvia distribuida es necesario contar con información que refleje las características de la zona y que permitan ver el comportamiento de la misma ante un evento hidrometeorológico (Figura 1).

Figura 1. Metodología para la generación del modelo hidrológico e hidráulico distribuido

ANÁLISIS Y PROCESAMIENTO DEL MODELO WRF-IMTA EN UN SIG

El formato en el cual se extraen los datos de reflectividad medidos por el modelo WRF- IMTA es un archivo de texto ASCII, como lo que se requiere es un ráster de la cobertura del modelo, se realizaron diversos procesos ASCII-ráster en el SIG para tal fin. Para la obtención de la cuadrícula del modelo WRF en formato ráster y posteriormente procesarlo a un vector en formato Shapefile se realizó el siguiente proceso:

1. Obtención de los datos de reflectividad (dBZ) en formato ASCII
2. Depuración de los datos que no se encuentren en la zona de estudio con la finalidad de evitar archivos innecesarios
3. Procesamiento de datos depurados del formato ASCII en formato ráster mediante un Sistema de Información Geográfica (SIG)
4. Obtención del ráster de reflectividad representado por medio de una cuadrícula de 4 x 4 km el cual se encuentra georreferenciado de acuerdo a las coordenadas que contiene el archivo ASCII para cada celda
5. Conversión de ráster a archivo Shapefile (* .shp) el cual representa las celdas en forma de polígonos los cuales contiene la información de reflectividad correspondiente a cada celda

Este proceso logra obtener la ubicación geoespacial de cada celda perteneciente a la zona de interés con los datos de reflectividad para cada intervalo de tiempo considerado para el evento. El modelo WRF-IMTA permite procesar la información mediante diferentes variables como lo puede ser la lluvia, si este fuera el caso los datos de lluvia medidos por el modelo requieren un ajuste para ser considerados en el modelo hidrológico, requiriéndose ajustar esta información con los datos registrados por las Estaciones Meteorológicas Automáticas (EMAS). Ese ajuste se conoce como sesgo el cual no es más que dividir la precipitación total medida por las estaciones automáticas entre la precipitación total medida por el radar (CHI, 2017).

ASOCIACIÓN DEL MODELO WRF-IMTA CON EMAS

Ante un evento de lluvia, el modelo WRF-IMTA muestra datos de reflectividad a partir de un mallado, el cual es representado por celdas con resolución de 4 x 4 km. Con la ubicación de las EMAS se generaron polígonos de Thiessen para conocer el área de influencia de cada estación con respecto al mallado. Esta consideración se hace con la finalidad de tener un ajuste de los datos de

reflectividad medidos por el modelo (Figura 2). La generación del área de influencia de las EMAS sobre el modelo permite obtener un factor de corrección (FC) sobre cada celda (Ecuación 1).

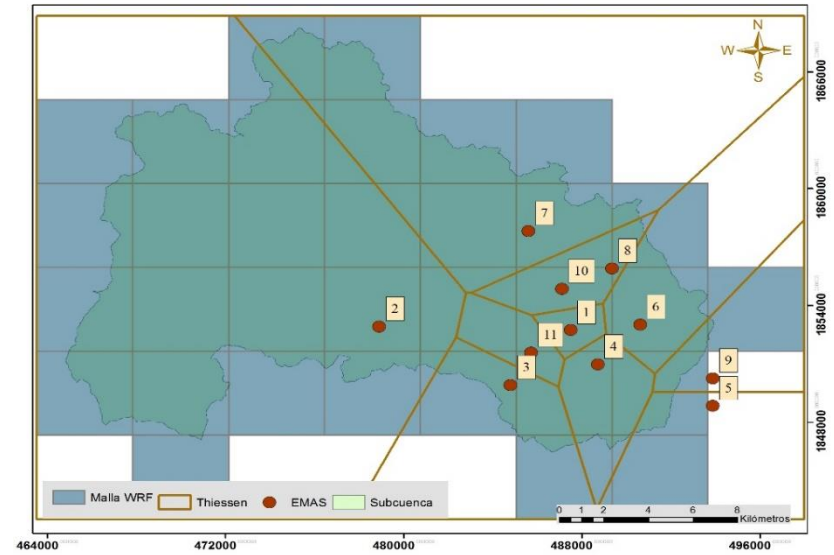


Figura 2 Polígonos de Thiessen generados sobre la cuenca del río Sabinal

$$FC_i = \frac{Z_c}{Z_e} \qquad [1]$$

Siendo FC_i el factor de corrección de la celda analizada, Z_c la reflectividad en la celda analizada y Z_e la reflectividad de la celda donde se ubica la EMA de influencia. Esta consideración permite calcular la forma de la lluvia a partir de la reflectividad medida por el modelo WRF-IMTA y considerando los datos de lluvia medidos desde la superficie por las EMAS.

El hietograma de lluvia del modelo WRF-IMTA se obtuvo mediante la relación Reflectividad (dBZ)-Intensidad (mm/hr), siendo la reflectividad estimada mediante factores de corrección (FC) sobre el mallado (Ecuación 2).

$$Hp_p = \sum_{i=1}^{n} FC_i(R_i) \qquad [2]$$

Siendo Hp_p el hietograma de precipitación de la celda analizada, FC_i el factor de corrección de la celda y R_i la precipitación registrada por la EMA de influencia en cada intervalo de tiempo (10 minutos).

Para la asignación de los hietogramas que corresponden a las subcuencas se realizó una ponderación por área correspondiente para cada subcuenca a partir del modelo WRF-IMTA (Ecuación 3).

$$\bar{H}p_p = \sum_{i=1}^{n} \frac{Hp_p\, a_i}{\sum_i^n a_i} \qquad [3]$$

Siendo $\bar{H}p_p$ hietograma de precipitación promedio en subcuenca (i), Hp_p hietograma de precipitación de la celda del modelo WRF-IMTA y a_i área de la subcuenca (i).

CASO DE ESTUDIO, CUENCA DEL RÍO SABINAL

Tuxtla Gutiérrez, capital del estado de Chiapas se encuentra dentro de la cuenca del río el Sabinal, la zona urbana tiene un área de 122 km^2, mientras que la cuenca del Río el Sabinal de 362 km^2, y el cauce principal tiene una longitud total de 19.40 km. Se cuenta con 11 EMAS que son la red de monitoreo hidrológico ubicadas dentro de la cuenca y 8 estaciones hidrométricas que proporcionan registros de nivel (msnm) del río Sabinal, ambas redes de monitoreo (EMAS e hidrométricas) las opera el Organismo de Cuenca Frontera Sur (OCFS), de la CONAGUA ver Figura 3.

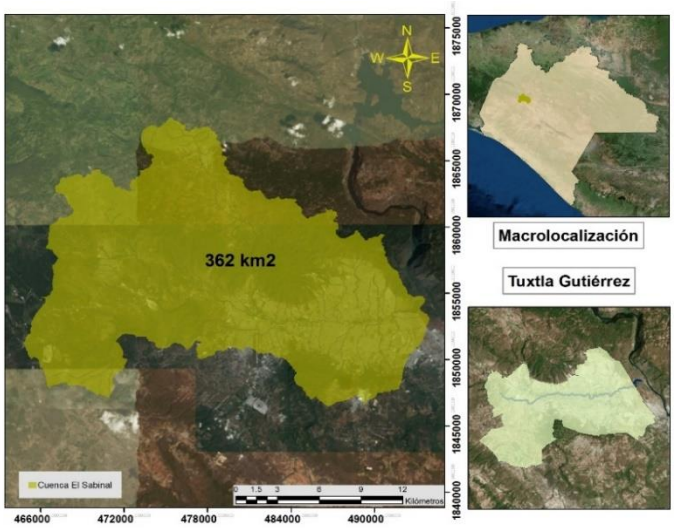


Figura 3 Ubicación de la cuenca del río Sabinal y de la zona urbana de Tuxtla Gutiérrez

Para la configuración del terreno se genera un Modelo Digital de Elevaciones (MDE) con resolución de 3 x 3m, con el cual se delimitaron las subcuencas, resultando 297. Campos, (2015) menciona que la discretización de las subcuencas es el propósito del estudio hidrológico, lo cual implica la definición de áreas de interés en la cuenca (Figura 4).

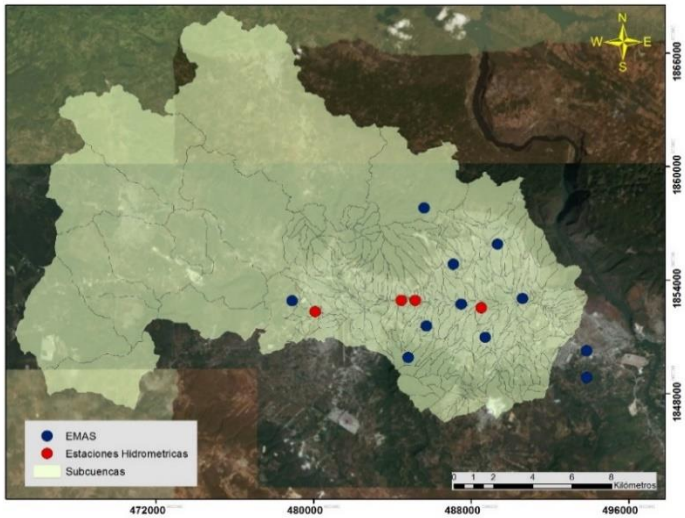


Figura 4 Subcuencas generadas y redes de monitoreo hidrometeorológico de la cuenca del río Sabinal

Delimitadas las subcuencas y microcuencas de aportación, se realizó la generación de los parámetros geomorfológicos (uso de suelo, el área y la pendiente, etc.), mediante el uso de las herramientas de geoprocesamiento que cuenta el SIG (Figura 5). Estos parámetros permiten

conocer las características de las subcuencas necesarias para el análisis del modelo lluvia-escurrimiento mediante la modelación numérica

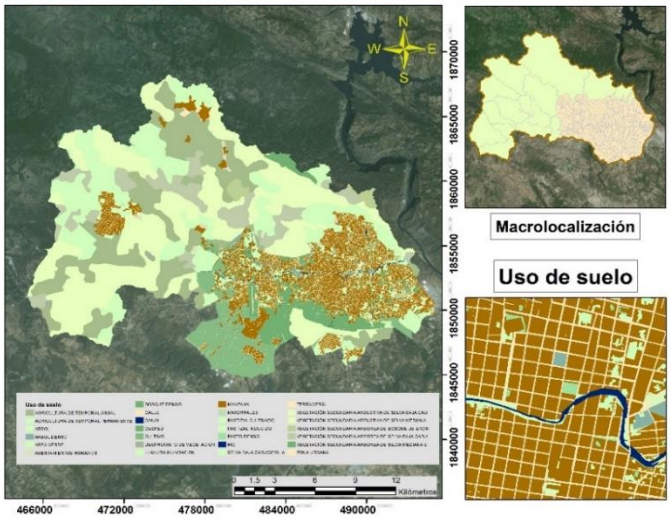
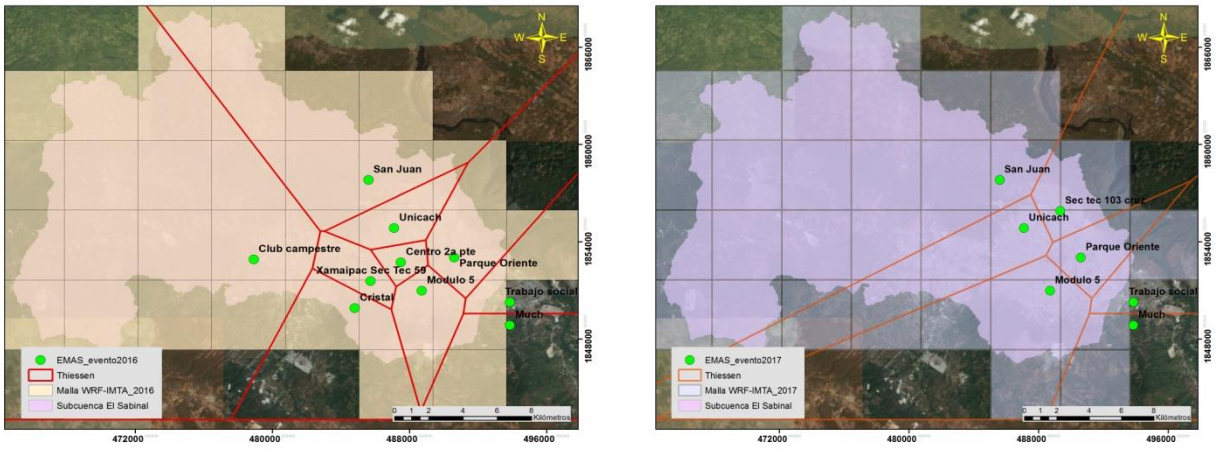


Figura 5. Uso de suelo de la cuenca del río Sabinal

Para la generación del modelo hidrológico-hidráulico se consideraron 2 eventos de lluvia que provocaron inundaciones en la zona urbana de Tuxtla Gutiérrez, ambos registraron la mayor intensidad los primeros 60 minutos:

- Evento del 2 de septiembre del 2016 (duración 185 minutos)
- Evento del 23 de junio del 2017 (duración 300 minutos)

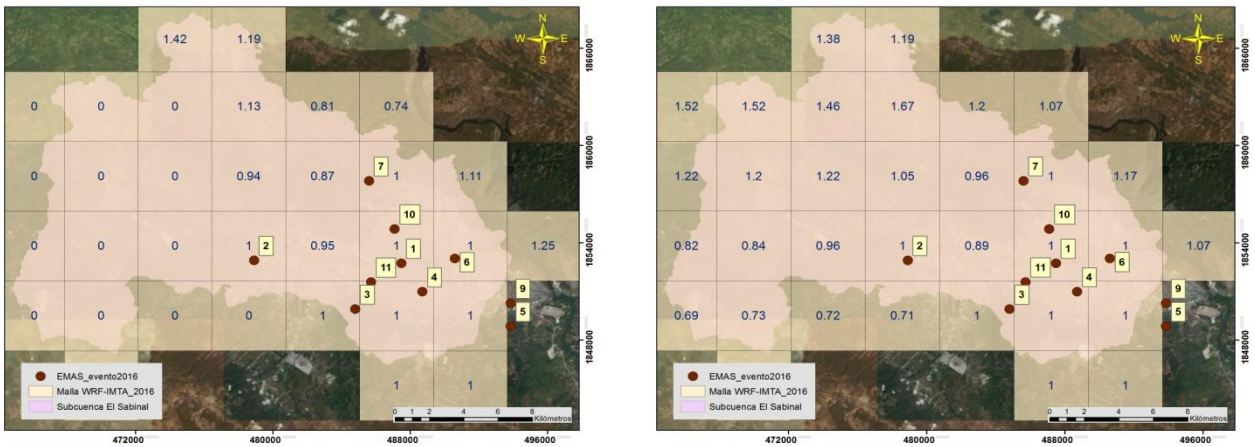
Los resultados mostrados en este trabajo representan el evento del 2 de septiembre del 2016, debido a generar mayor intensidad de lluvia (mm/hr) sobre la zona urbana de Tuxtla Gutiérrez. Se consideraron en horario UTC. Las siglas UTC significan "Tiempo Universal Coordinado" (en inglés, "Universal Time Coordinated"), que antiguamente fue llamada "la hora en el meridiano de Greenwich" ("GMT") o el "tiempo Zulu" ("Z"). Esta es la hora local en el Meridiano Primario (i.e., aquel cuya longitud es 0°) dada en horas y minutos en el reloj de 24 horas. Por ejemplo, se consideró la hora 1350 UTC que significa 13 horas y 50 minutos después de la medianoche, o 1:50 pm en el Meridiano Primario (noaa, 2018). La Figura 6 muestra el área de influencia de las EMAS sobre las celdas del modelo WRF-IMTA de los eventos seleccionados.



a) b)

Figura 6 Polígonos de Thiessen para los eventos: a) evento del 2 de septiembre del 2016 y b) evento del 23 de junio del 2017

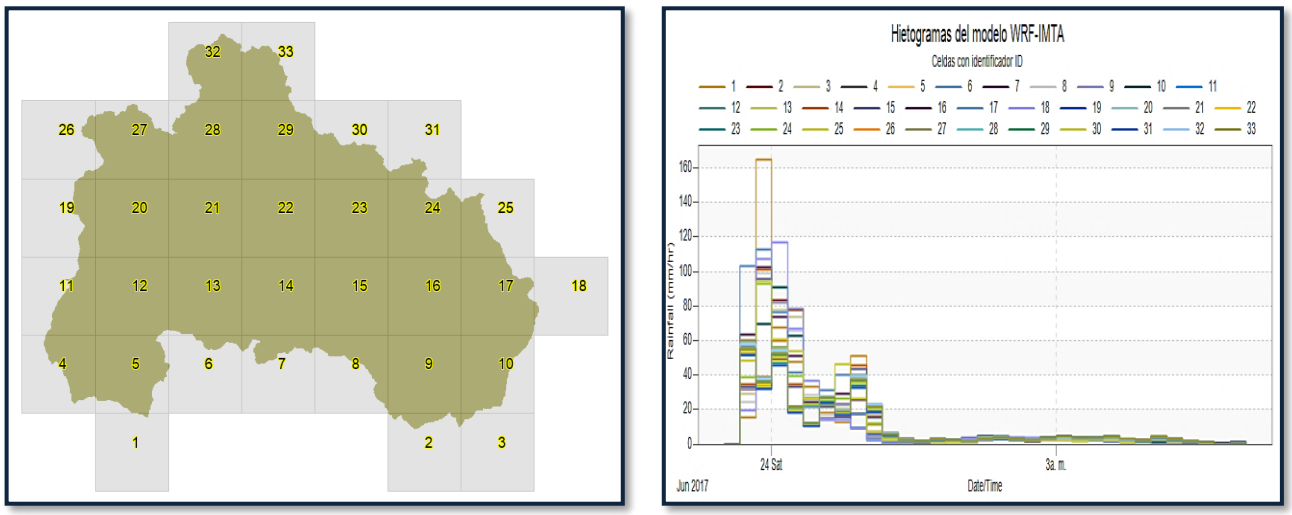
Generados los polígonos de Thiessen, se obtuvo el factor de corrección (FC) de cada celda en intervalos de 10 minutos (Ecuación 1), esto con la finalidad de asociarlos con los datos registrados de lluvia por las EMAS, ver Figura 7.



a) b)

Figura 7. F.C. obtenidos en diferentes intervalos de tiempo del evento 2 de septiembre del 2016 (Hora UTC)

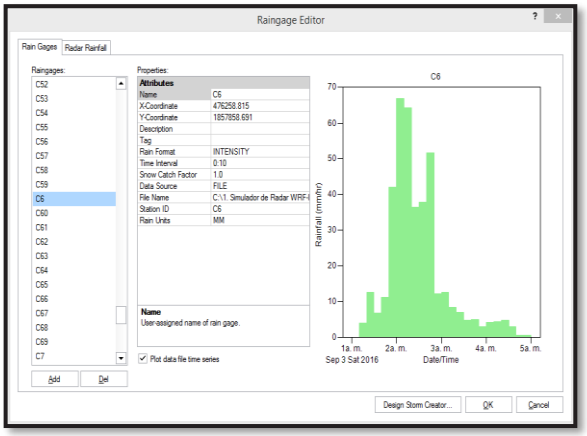
Obtenidos los factores de corrección, se generaron los hietogramas del modelo WRF-IMTA a partir de la ecuación 2, ver Figura 8.



a) b)

Figura 8. Modelo WRF-IMTA a) celdas con identificador ID y b) hietogramas obtenidos

La figura anterior permite observar la variación de los hietogramas de cada celda perteneciente al modelo WRF-IMTA, esto de acuerdo a la distribución de la lluvia. La asignación de los hietogramas a las subcuencas se realizó mediante una ponderación por área (Ecuación 3). Este proceso se realizó mediante diversos procesamientos en el programa PCSWMM®, ver Figura 9.



b) c)

Figura 9 Asignación de hietogramas. a) Subcuenca, b) y c) ponderación de los hietogramas

GENERACIÓN DEL MODELO

La modelación hidrológica es una herramienta que permite conocer las avenidas asociadas a cierto periodo de retorno o aquellas que se producen ante un evento de lluvia. En la actualidad existen una gama de programas (SWMM®, HEC-HMS, PCSWMM®, XPSWMM®, etc.) que generan el proceso de lluvia a escurrimiento sobre una cuenca considerando sus características fisiográficas e información de precipitación obtenida de las redes de monitoreo hidrometeorológico. Por su parte la modelación de los escurrimientos a superficie libre, por ejemplo un canal, red de cauces y colectores pluviales se desarrolla mediante la resolución numérica de las ecuaciones de Saint Venant, integrada por las ecuaciones de conservación de masa (Ecuación 4) y de conservación de la cantidad de movimiento (Ecuación 5):

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \qquad [4]$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{Q^2}{A} + gA\bar{h}\right) = gA\left(S_0 - S_f\right) \qquad [5]$$

Siendo Q el gasto (m^3/s), q el gasto de entrada o salida por unidad de longitud (m^3/s m), *So* la pendiente del fondo del canal (m/m), *Sf* la pendiente de fricción y $\bar{h}$, el centro de gravedad de la sección transversal (m).

Mediante el modelo hidrológico-hidráulico alimentado con información de lluvia distribuida se conoce la respuesta del río Sabinal (gastos, velocidades y tirantes) que mas se apega a lo registrado por las estaciones hidrométricas de la zona de estudio.

ANALISIS HIDROLÓGICO

La simulación hidrológica-hidráulica para la generación del modelo lluvia-escurrimiento se realizó a través del programa PCSWMM®, para la obtención de gastos en las cuencas se realiza mediante un "modelo no lineal de depósito sencillo". La escorrentía superficial por unidad de área, Q, se produce únicamente cuando la profundidad del agua de este "deposito" excede el valor máximo de almacenamiento en depresión, "*dp*" en cuyo caso el caudal de salida se obtiene por la aplicación de la ecuación de Manning (Ecuación 6), (EPA, 2015).

$$Q = W(H - h_o)^{5/3}\frac{\sqrt{I_O}}{n} \qquad [6]$$

Los hietogramas asignados permiten visualizar la evolución de la lluvia en las subcuencas de acuerdo a la duración del evento (Figura 10). El rango de precipitación oscila entre 123.33 mm (color rojo) y 40.05 mm (color azul claro).

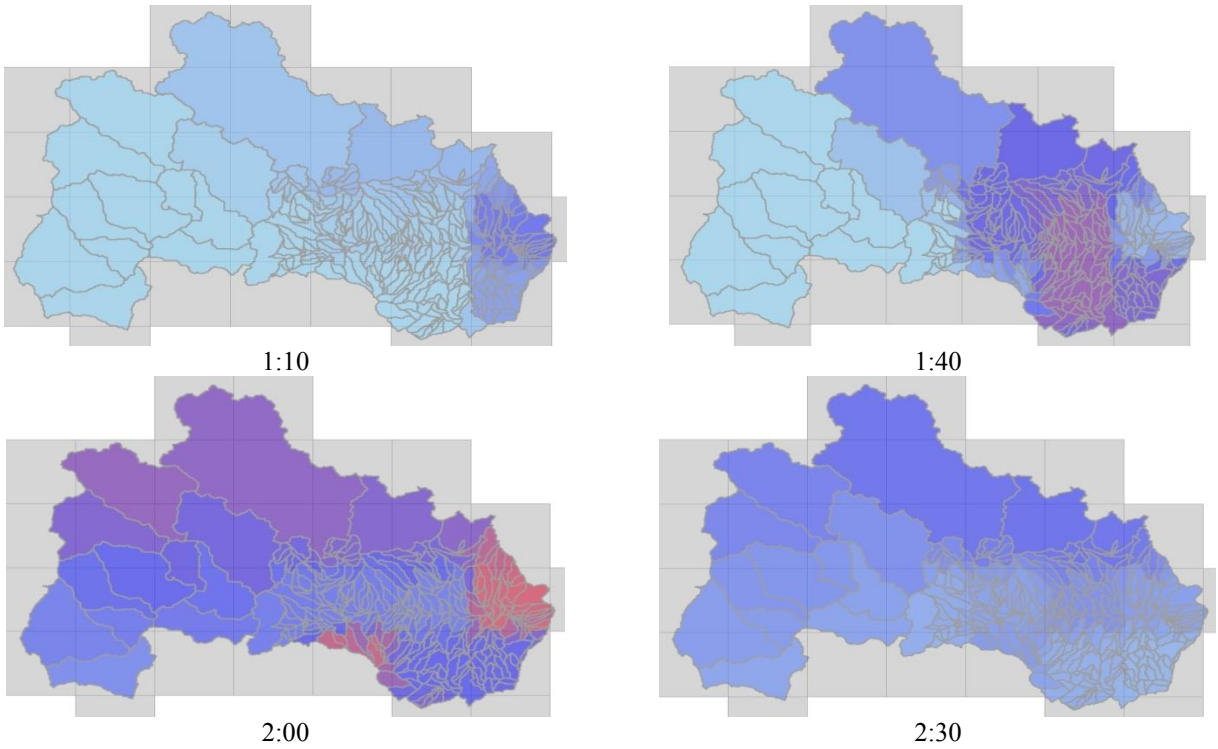


Figura 10 Evolución de la lluvia en las subcuencas del evento del 2 de septiembre del 2016 en hora UTC

Cada subcuenca genera un hidrograma (m^3/s) a partir del hietograma asignado proveniente del modelo WRF-IMTA (ver Figura 11). El análisis de los escurrimientos superficiales se realizó mediante el modelo unidimensional representando al río Sabinal y a los colectores pluviales como conductos que transportan el flujo de acuerdo a los hidrogramas obtenidos.

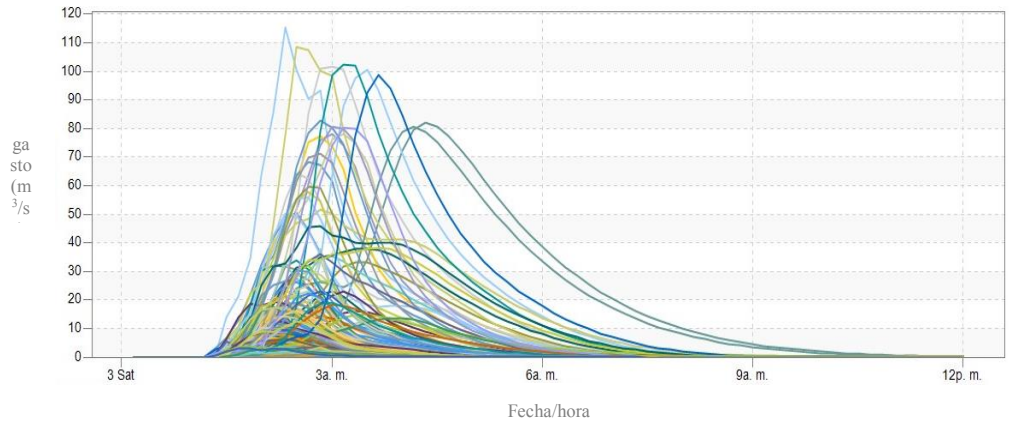


Figura 11 Hidrogramas generados en las 297 subcuencas generadas. Evento del 2 de septiembre del 2016

GENERACIÓN DEL MODELO UNIDIMENSIONAL

El modelo unidimensional consideró los principales colectores pluviales (Figura 12) y además para el río se generaron secciones transversales a lo largo de 16.9 km

Integrado el sistema de drenaje pluvial al modelo, se realizó la simulación hidráulica unidimensional obteniéndose gastos, velocidades y tirantes sobre el sistema. Para conocer la respuesta del río Sabinal se llevó a cabo la comparación de tirantes (m) generados por el modelo de simulación en el nodo J1 (representando la ubicación de la estación hidrométrica Parque Oriente) y los registrados por la estación (J1 obs) la cual se encuentra a 3 km en la salida de la cuenca

La Figura 13 presenta el resultado del tirante máximo (m) medido en el nodo (J1), siendo de 4.5 m y el registrado por la estación hidrométrica (obs) de 4.3 m, teniendo una diferencia de 20 cm. Sin embargo, la variación entre ellos se observó en el punto de inflexión del limnigrama *J1,* siendo necesario realizar la calibración.

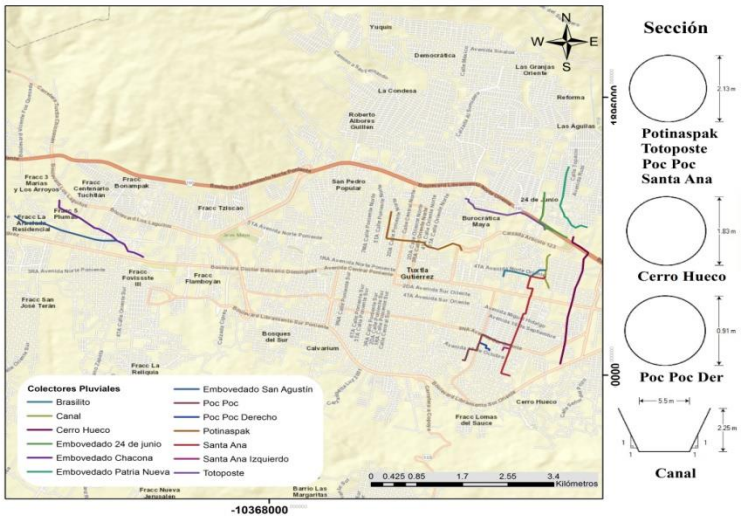


Figura 12 Principales colectores pluviales de la ciudad de Tuxtla Gutiérrez, Chiapas

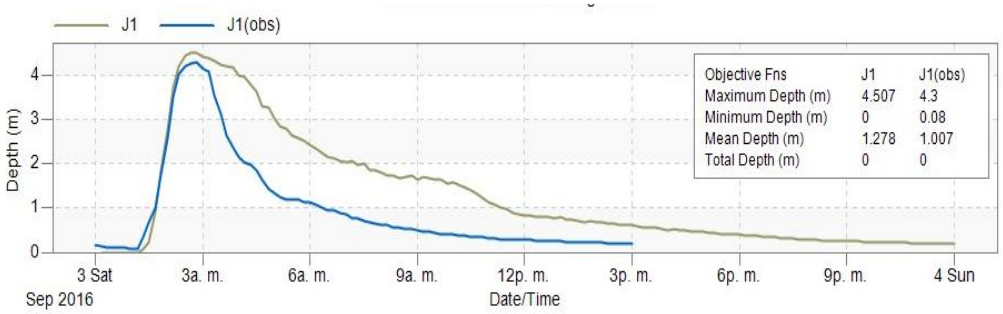


Figura 13 Datos del modelo (J1) vs los datos registrados por la estación hidrométrica (obs)

CALIBRACIÓN DEL MODELO HIDRÁULICO

El escurrimiento superficial será el parámetro para el estudio que nos permitirá calibrar el modelo, se establecieron los atributos (ancho, % impermeabilidad, n permeable e impermeable, máxima y mínima infiltración (mm/hr), entre otras) de las subcuencas, que permitieron realizar la calibración utilizando la herramienta Sensitivity-based Radio Tuning Calibration (SRTC) del programa PCSWMM®.

Con la herramienta SRTC se calculó el parámetro entre valores extremos (bajo y alto) para una incertidumbre (%) especificada a partir de las siguientes ecuaciones, (CHI, 2017):

$$P_{bajo} = P_{acutal}\left(\frac{1}{1+\frac{U}{100}}\right) \quad [4]$$

$$P_{alto} = P_{acutal}\left(1+\frac{U}{100}\right) \quad [5]$$

Siendo P_{bajo} el valor del parámetro para el límite inferior del rango de incertidumbre, P_{alto} el valor del parámetro para el límite superior del rango de incertidumbre, P_{acutal} el valor del parámetro actual y U la Incertidumbre asignada (%).

Calibrado el modelo es necesario realizar la validación del mismo. Magaña et al. (2013) menciona que un modelo puede ser validado a partir del coeficiente de Eficiencia de Nash-Sutcliffe (1970):

$$E = 1 - \frac{\sum_{i=1}^{n}(Q_{ci}-Q_{oi})^2}{\sum_{i=1}^{n}(Q_{ci}-\overline{Q_{oi}})^2} \quad [6]$$

Siendo E el coeficiente adimensional, el caudal calculado en el día i (m^3/s), Q_{oi} el caudal observado (m^3/s) y $\overline{Q_o}$ el promedio de los caudales observados. Este coeficiente establece la relación entre el comportamiento real y el modelado. El valor del coeficiente E es de -∞ a 1, donde la unidad representa la simulación perfecta. (Magaña et al 2013). La Tabla 1 presenta el rango de valores para el criterio establecido por Nash-Sutcliffe, de acuerdo a Molnar, 2011.

Tabla 1 Valores para el Criterio Nash-Sutcliffe. (Molnar, 2011)

Indicador	Ajuste de Nash-Sutcliffe
Excelente	>0.8
Muy Bueno	0.6-0.8
Bueno	0.4-0.6
Satisfactorio	0.2-0.4
Insuficiente	<0.2

La calibración permitió ajustar los parámetros de las subcuencas en donde se consideró la incertidumbre, obteniéndose un tirante en el nodo (J1) de 4.3 m dando como resultado que los datos del modelo con los datos registrados por la hidrométrica tuvieran similitudes (Figura 14).

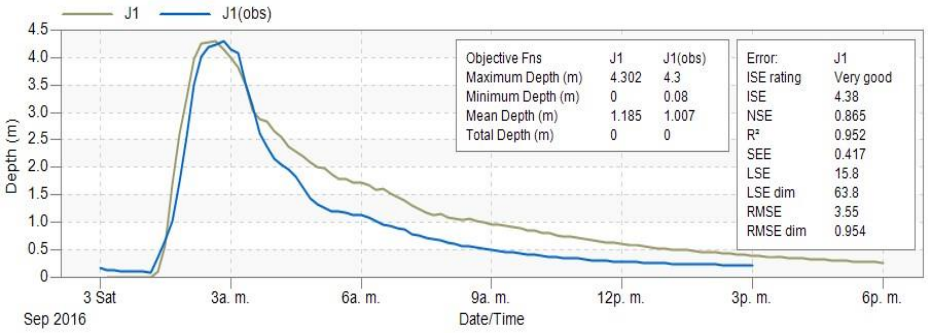


Figura 14. Datos del modelo calibrado SRTC(J1) vs los datos registrado (J1 obs) por la estación hidrométrica Parque Oriente. Evento del mes de septiembre del 2016

Para la validación de los datos, resultó un valor del coeficiente NSE fue de 0.87 siendo excelente de acuerdo al rango de indicadores de la Tabla 1. Un modelo puede ser considerado con una calibración aceptable dependiendo del enfoque y objetivo que el modelador desee obtener, algunos

usuarios recomiendan que con una precisión de 25% es adecuada y otros insisten en un 10 %, (James, 2005). Con esta recomendación y de acuerdo a los resultados obtenidos se puede considerar aceptable la calibración del trabajo.

CONCLUSIONES

El modelo WRF-IMTA y las EMAS en la modelación hidrológica- hidráulica permiten obtener una mejor representación espacial y temporal de la lluvia, dando como resultado una semejanza a los eventos registrados, obteniéndose como correlación mínima en las estaciones de 0.86.

Los hietogramas de lluvia del modelo WRF-IMTA se obtuvieron mediante la relación Reflectividad (dBZ) - Intensidad (mm/hr), asociando la reflectividad mediante factores de corrección (FC) a los datos de lluvia registrados, dando como resultado una variación de la distribución de la lluvia sobre la cuenca del río Sabinal a partir de los eventos analizados.

Para la calibración se modificaron los parámetros de infiltración, ancho de la cuenca y porcentaje impermeable hasta en un 20 %, lo cual permitió establecer una similitud de 4.30 m en lo observado y 4.303 en lo calculado, arrojando un coeficiente de Nash-Sutcliffe de 0.87. Con estos resultados se puede establecer que con el uso del Modelo WRF-IMTA permite representar las condiciones del evento.

El proceso de calibración se simplificó considerando la lluvia distribuida espacial y temporalmente. Esta es la primera etapa del proyecto, permitiendo continuar con la generación de un modelo bidimensional de escurrimientos para conocer el comportamiento del flujo que transita por la zona urbana de Tuxtla Gutiérrez y conocer la capacidad del río El Sabinal.

Agradecimientos. Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología de México (CONACYT) por la beca de estudio de maestría otorgada, al Organismo de cuenca Frontera Sur de la CONAGUA por otorgar los registros de las EMAS e Hidrométricas disponibles en la zona de estudio, al Instituto Mexicano de Tecnología del Agua por proporcionar los datos del modelo WRF-IMTA y a Computational Hydraulics International (CHI) por la licencia otorgada del programa PCSWMM® para la simulación hidrológica-hidráulica realizada de este trabajo.

REFERENCIAS

CHI. (2017). *Computational Hydraulics International. PCSWMM Support*. Obtenido de https://support.chiwater.com

Computational Hydraulics International. (2017). *CHI PCSWMM* . Obtenido de https://support.chiwater.com

EPA. (2015). *Storm Water Management Model. User's Manual Version 5.1.* Cincinnati.OH: United States Enviromental Protection Agency.

IMTA. (2015). *Estudio de riegos de inundaciones en zonas urbanas de la República Mexicana.* Jiutepec, Morelos: IMTA-CONAGUA-CONACYT.

Ivanov, V., Vivoni, E., Brass, R., & Entekhabi, D. (2004). Preserving high-resolution surface and rainfall data in operational-scale basin hydrology: a fully-distributed physically based approach. *Journal of Hydrology*, 80-111.

James, W. (2005). *Rules for Responsible Modeling.* Guelph, Ontario: Computational Hydraulics International.

Magaña H., F., Khalidou M., B., & Guerra C., V. H. (2013). Estimación del hidrograma de crecientes con modelación determinística y precipitación derivada de radar. *Agrociencia*, 739-752.

Molnar, P. (2011). *Calibration Watershed Modelling. SS 2011.* ETH Zürich. Switzerland: Institute of Environmental Engineering, Chair of Hydrology and Water Resources Management.

noaa. (Febrero de 2018). *National Oceanic & Atmospheric Administration*. Obtenido de Hurricane Research Division. Atantic Oceanographic & Meteorological Laboratory: http://www.aoml.noaa.gov

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

EFECTOS DE LAS ESCALAS ESPACIO - TEMPORALES SOBRE LOS FACTORES R Y LS DEL MODELO RUSLE

Juan Daniel Ríos [a]***, Lilian Posada*** [b] ***y Humberto Caballero*** [b]

[a] *Universidad Nacional de Colombia y Politécnico Colombiano Jaime Isaza Cadavid, Colombia, judriosar@unal.edu.co*

[b] *Universidad Nacional de Colombia, Medellín, Colombia, lposada@unal.edu.co - jhcaball@unal.edu.co*

RESUMEN.

Se analizan los efectos de las escalas espacio - temporales de los datos sobre la estimación del factor R (erosividad de la lluvia) y el factor LS (longitud e inclinación de las laderas) del modelo RUSLE - Ecuación Universal de Pérdida de Suelo Revisada (Renard et al., 1997). Se encontró una importante dependencia de la resolución temporal de los datos de precipitación utilizados para el cálculo de la erosividad de la lluvia, R, dado que a mayor resolución temporal de los datos las estimación es del factor R están más cercanas a los valores reportados para el continente europeo, asiático y el promedio mundial. Por otro lado, se encontró una dependencia de la escala espacial (o tamaño del pixel) del modelo de elevación digital con la estimación del factor LS o factor topográfico del modelo RUSLE.

Los estimativos de erosión laminar tienen un peso muy importante en el diseño de los proyectos hidroeléctricos, porque la acumulación de sedimentos en el embalse condicionan la vida útil del proyecto y los sedimentos finos que llegan al embalse condicionan la vida útil de los equipos electromecánicos; por tanto, las estimaciones de erosión laminar cobran importancia para la vida útil de los proyectos hidroeléctricos. Los distritos de riego se ven afectados por la abundancia de sedimentos finos en las bocatomas, una estimación real de la erosión laminar puede ser fundamental para la factibilidad de un proyecto de riego.

ABSTRACT.

The effects of the spatio - temporal scales of the data on the estimation of the R factor (rain erosivity) and the LS factor (slope and length inclination) of the RUSLE model - Universal Equation of Revised Soil Loss (Renard et al., 1997) are analyzed. An important dependence was found on the temporal resolution of the precipitation data used for the calculation of rainfall erosivity, R, given that the higher the temporal resolution of the data, the estimation of the R factor is closer to the values reported for the European and Asia continents and the world average.

On the other hand, a dependence of the spatial scale (or pixel size) of the digital elevation model with the estimation of the LS factor (topographical factor of the RUSLE model was found).

The estimates of laminar erosion have a very important weight in the design of hydroelectric projects, because the accumulation of sediments in the reservoir limit the useful life of the project and the fine sediments that reach the reservoir control the useful life of the electromechanical equipment; therefore, laminar erosion estimates become important for the useful life of hydroelectric projects. Irrigation districts are affected by the abundance of fine sediments in the intakes, a real estimate of the laminar erosion can be fundamental for the feasibility of an irrigation project.

PALABRAS CLAVES: RUSLE, space - time scales, erosivity and topographic factor.

INTRODUCCIÓN

Es importante estimar los aportes de sedimentos en cualquier proyecto civil. Este proyecto está enfocado al análisis de los aportes de sedimento por erosión laminar desde las cuencas de los ríos San Andrés y Grande con el fin de comparar las tasas de erosión estimadas bajo la metodología RUSLE (Ecuación Universal de Pérdida de Suelo Revisada, presentada por Renard et al. 1997).

El objeto de esta investigación es evaluar los efectos de las escalas temporales y espaciales sobre los parámetros R y LS, que inicialmente fueron propuestos en el modelo USLE (Wischmeier y Smith, 1978)

A pesar de que el modelo RUSLE incorpora nuevas maneras de cálculo de los factores R y LS, el análisis de las escalas temporales y espaciales de los datos condiciona los resultados por la variabilidad temporal de los datos topográficos en cuencas grandes y climátológicos (precipitación) en cuencas pequeñas.

ZONA DE ESTUDIO Y CONJUNTO DE DATOS

Para el desarrollo de esta investigación se seleccionaron las cuencas hidrográficas de los ríos Grande (área de 1279.86 km^2) y San Andrés (área de 498.21 km^2), ubicadas al noroccidente de Colombia (Figura 1) las cuales se encuentran sobre la cordillera central de los Andes que sirve de divisoria a los ríos Cauca y Magdalena, los dos principales drenajes colombianos en la cuenca Caribe.

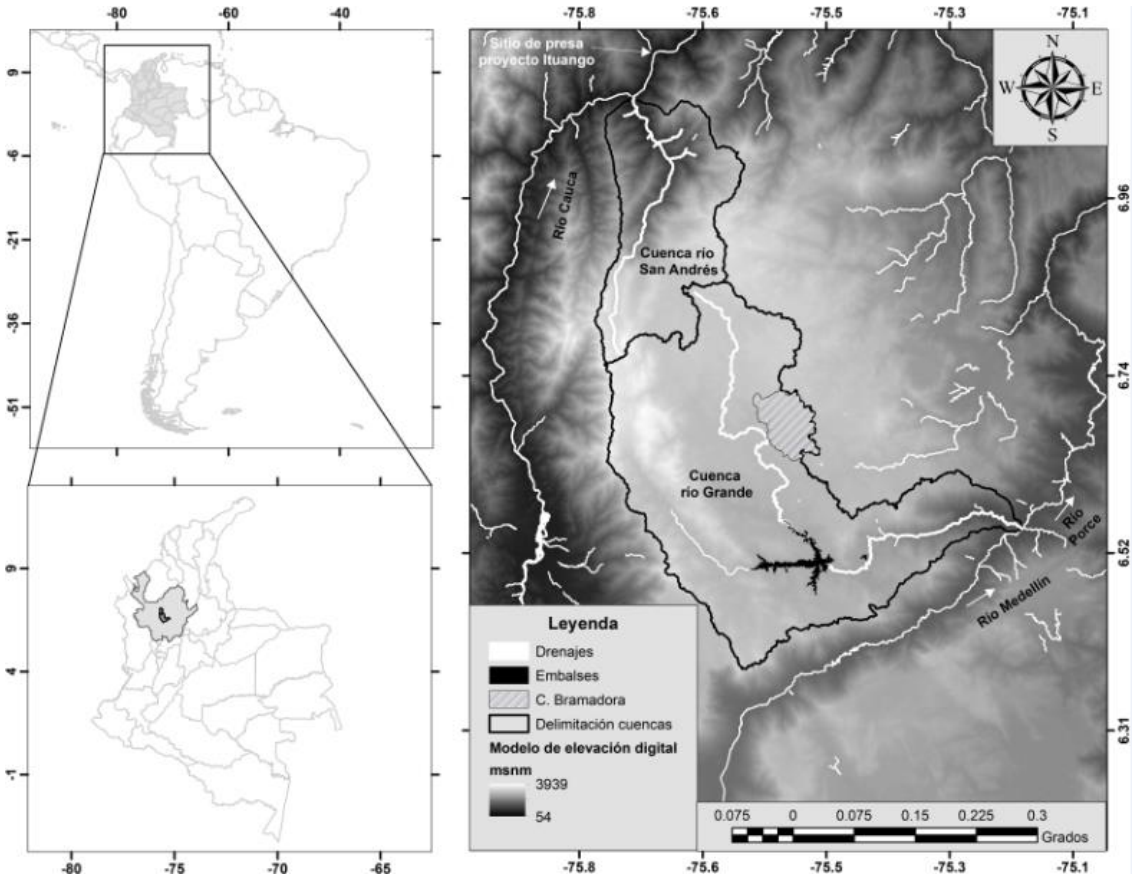


Figura 1.- Localización de las cuencas de los ríos Grande y San Andrés.

Las cuencas presentan marcadas diferencias climáticas, litológicas y geomorfológicas (Tabla 1). La cuenca del río Grande abastece gran parte de la demanda de agua potable para la población asentada en el Valle de Aburrá (para el año 2015 se estimaba en 3.597.988 habitantes). La cuenca del río San Andrés aporta sus aguas directamente al embalse del proyecto hidroeléctrico Ituango

(Figura 2 izquierda), sobre el río Cauca, el cual será la central con mayor capacidad instalada en el país (2400 MW).

Tabla 1.- Parámetros de las cuencas de los ríos Grande y San Andrés

PARÁMETRO/CUENCA	RÍO GRANDE	RÍO SAN ANDRÉS
Pendiente media [%]	22.99	40.18
Precipitación media [mm/año]	1884.28	2664.79
Rocas dominantes	Ígneas	Metamórficas
Longitud cauce principal [km]	99.00	43.26

El río Grande también drena sus aguas al río Cauca pero después de pasar por el Proyecto de Aprovechamiento Múltiple Riogrande II (Figura 2 derecha), para entregar al río Medellín que drena al río Nechí y este finalmente entrega al río Cauca unos 210 kilómetros aguas abajo de la descarga del río San Andrés.

Figura 2.- Proyecto hidroeléctrico Ituango y proyecto de aprovechamiento múltiple Riogrande II.

Para evaluar los efectos de las escalas espacio - temporales sobre los factores R y LS del modelo RUSLE en las cuencas hidrográficas de los ríos Grande y San Andrés (Figura 1) se recopiló información administrada por Empresas Públicas de Medellín-EPM y la Gobernación de Antioquia,

Información complementaria fue obtenida de bases de datos de uso libre publicadas en internet por diferentes entidades, tanto nacionales como internacionales. Así, el conjunto de datos que soporta esta investigación comprende modelos de elevación digital del terreno (DEMs) e información hidroclimática puntual y distribuida en el espacio:

- **Modelos de elevación digital (DEMs)**

A continuación se describen las principales características y fuentes de los modelos de elevación digital de las cuencas de los ríos Grande y San Andrés en diferentes escalas (1:100000, 1:25000 y 1: 10000).

1 DEM con resolución espacial de 30 x 30 m o escala cartográfica 1:100000 producto de la misión ASTER GDEM V2 (Advanced Spaceborne Thermal Emission and Reflection Radiometer - Global Digital Elevation Model, Version 2), realizada en conjunto por el Ministerio de Economía, Comercio e Industria (METI) de Japón y la Administración Nacional Aeronáutica y Espacial de los Estados Unidos (NASA) y disponible en http://www.jspacesystems.or.jp/ersdac/GDEM/E/4.html.

2 DEM con resolución espacial de 12.5 x 12.5 m o escala cartográfica 1:25000 producto de la misión ALOS (Advanced Land Observing Satellite) de la Agencia de Exploración Aeroespacial de Japón (Rosenqvist et al., 2007), las imágenes con las cuales se generó el DEM corresponden a las capturadas por el sensor PALSAR (Phased Array type L-band Synthetic Aperture Radar), las cuales se encuentran disponibles en la base de datos de Alaska Satellite Facility - https://vertex.daac.asf.alaska.edu/.

3 DEM con resolución espacial de 1 x 1 m o escala cartográfica 1: 10000 producto del convenio No. 4085 de 2009 - Cartografía Digital del Departamento de Antioquia, el cual tuvo como objeto, "aunar esfuerzos para generar una base cartográfica digital (a escalas 1:2000, 1:5000 y 1:10000) del Departamento de Antioquia", el acceso a esta información fue posible gracias a la licencia otorgada por el Departamento Administrativo de Planeación de la Gobernación de Antioquia.

- **Información hidroclimática puntual y distribuida en el espacio**

Luego de analizar y evaluar los diferentes datos y productos de precipitación distribuida en el espacio que abarcan el territorio colombiano (Tabla 2), desde los enfoques de la resolución espacial y temporal, además de la información base con la que se generaron y los periodos que pretendían ser evaluados, se decidió emplear el campo de precipitación media anual para Colombia (estimado por Álvarez, 2007, mediante el algoritmo geoestadístico del Kriging con deriva externa (KDE) y presentado por Álvarez et al., 2008), el cual exhibe errores absolutos medios y errores cuadráticos medios menores en comparación con los otros campos de precipitación disponibles, además de, preservar diversas características físicas del fenómeno de la precipitación en Colombia y poseer la mejor resolución espacial (4 km) que se encuentra para este tipo de productos. Se decidió emplear el campo de Álvarez (2007).

Tabla 2.- Productos de precipitación que abarcan el territorio colombiano (Modificada de Urrea et al., 2016).

REFERENCIA	PRODUCTO	RES. ESPACIAL	RES. TEMPORAL	PERIODO	EXTENSIÓN ESPACIAL	DATOS INTRÍNSECOS	COBERTURA
Funk et al., (2015)	CHIRPS V2.0	0.050°	Diaria	1981 - presente	Lat [-50°,50°] Lon [-180°,180°]	Satélites Estaciones	Tierra
Hurtado y Mesa (2009)	MHN	0.083°	Mensual	1975 - 2006	Lat [-5°, 15°] Lon [-80°,-65°]	Satélites Estaciones	Océano Tierra
Álvarez et al., (2008)	PMA	0.036°	Anual	1958 - 2007	Lat [-5°,13°] Lon [-80°,-66.5°]	Satélites Estaciones	Océano Tierra

Por otro lado, la información de precipitación puntual utilizada corresponde a una selección de aguaceros representativos según la metodología de Wischmeier y Smith (1978) para el periodo 2002-2009 en once (11) estaciones hidrométricas con resolución temporal de 15 minutos, diez (10) de ellas dentro de la cuenca del río Grande. La información fue suministrada por la Unidad de Hidrometría y Calidad Generación de Energía de Empresas Públicas de Medellín (EPM).

METODOLOGÍA

Se realizó el cálculo del campo del factor lluvia y escorrentía o erosividad de la lluvia (R) que acopla el efecto del impacto de la lluvia y la tasa de escorrentía asociada con la lluvia, empleando el modelo potencial propuesto por Pérez y Mesa (2002) en función de la precipitación media multianual, expresión que fue desarrollada a partir de las estimaciones de erosividad con datos de precipitación a resolución temporal de 22.5 minutos en seis estaciones.

Con el fin de comparar el campo estimado, se usaron los datos de precipitación a resolución temporal de 15 minutos del registro de las once estaciones para calcular la erosividad multianual siguiendo el procedimiento descrito por Wischmeier y Smith (1978) y por Renard et al. (1997):

$$R = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n} \sum_{k=1}^{mj} (EI_{30})_k \qquad [1]$$

Donde R es el factor de erosividad medio anual de la lluvia (MJ-mm/ha-h-año), n es el número de años del registro de datos, mj es el número de eventos erosivos de un año dado j y EI_{30} es el índice de erosión de la lluvia de un solo evento k. La erosividad del evento EI_{30} (MJ-mm/ha-h) se define en función de la energía unitaria de la lluvia (MJ/ha-mm), e_r; la cantidad de precipitación (mm) acumulada durante cada intervalo de tiempo r del registro del aguacero representativo, v_r y la intensidad máxima de la precipitación en 30 minutos para cada evento, I_{30}:

$$EI_{30} = \left(\sum_{r=1}^{t} e_r v_r\right) I_{30} \qquad [2]$$

La energía unitaria de la lluvia (e_r) para cada intervalo de tiempo r del registro del aguacero representativo se calcula en función de i_r que es la intensidad de la lluvia (mm/h):

$$e_r = 0.119 + 0.0873 \, log_{10} \, i_r \qquad [3]$$

Es necesario indicar que los valores de erosividad media anual calculados para el período 2002-2009 presentan un valor promedio (4176.49 MJ-mm/ha-h-año) que es consistente con el orden de magnitud de los valores reportados por Hoyos et al. (2005) para la zona cafetera colombiana; Yin et al. (2015), para el Altiplano de loess en China; Panagos et al. (2015) para el continente europeo y Panagos et al. (2017) a escala global.

Con los valores de erosividad (R) y precipitación multianual de las once (11) estaciones con datos a resolución temporal de 15 minutos se generó un nuevo modelo de tipo lineal (Ríos, 2018) para el cálculo del factor de erosividad (R) en función de la precipitación media multianual (PMA).

Por otro lado, para la evaluación de los factores de longitud (L) e inclinación (S) de las laderas de las cuencas de los ríos Grande y San Andrés (Figura 4), que en conjunto forman el factor topográfico (LS) que combina los efectos de la morfología se emplearon los tres diferentes modelos de elevación digital (DEMs) a escalas de 1:100000; 1:25000 y 1:10000 (tamaños de pixel de 30, 12.5 y 1 m respectivamente).

Figura 4.- Aspecto de las laderas en las cuencas altas de los ríos Grande y San Andrés. Fotografías de Juan Daniel Ríos.

El cálculo del factor topográfico (LS) para toda el área de estudio en escalas 1:100000 y 1:25000 se realizó mediante el programa en C++ (desarrollado por Van Remortel et al. (2004), el

cual es mucho más eficiente para el procesamiento de datos espaciales que su predecesor, el programa en AML (Arc Macro Language), desarrollado por Van Remortel et al. (2001) y que algunos de los algoritmos incluidos en el paquete Whitebox GAT (John Lindsay, del departamento de Geografía de la universidad de Guelph, Guelph, ON, Canada).

Para la escala 1:10000 (modelo de elevación digital con resolución radiométrica de 32 bits) se seleccionó una subcuenca correspondiente a la quebrada Bramadora (Figura 1), la cual no presentaba datos nulos y por su pequeña extensión permitió ser procesada con los recursos computacionales disponibles.

RESULTADOS

Empleando el modelo de tipo lineal (Figura 5) desarrollado por Ríos (2018) y el campo de precipitación media anual para Colombia estimado por Álvarez (2007) se obtuvo un valor de erosividad (R) media anual de 5384.27 MJ-mm/ha-h-año para toda la zona de estudio (Figura 6 izquierda), el cual está dentro del orden de magnitud de los valores reportados por diferentes autores como Hoyos et al. (2005), Yin et al. (2015), Panagos et al. (2015) y Panagos et al. (2017).

Por otro lado, el factor de erosividad de la lluvia (R) estimado a partir del modelo potencial propuesto por Pérez y Mesa (2002) para toda la zona de estudio (Figura 6 derecha), tiene un valor medio anual de 56.33 MJ-mm/ha-h-año, siendo este muy inferior al valor medio calculado con los datos de precipitación a resolución de 15 minutos en las once estaciones utilizadas en el presente estudio.

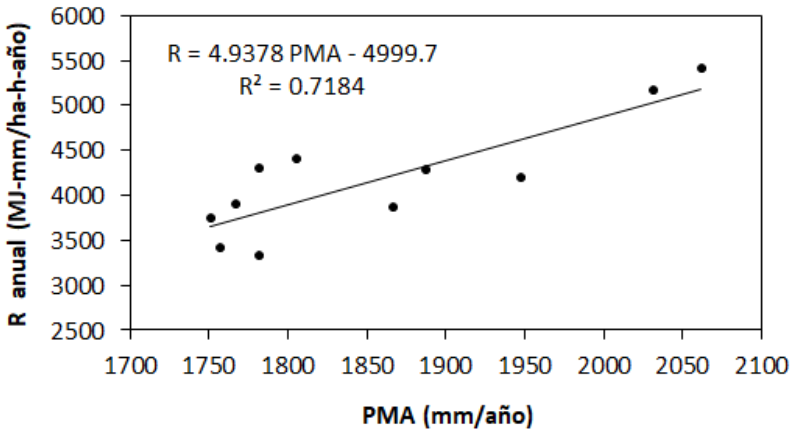


Figura 5.- Modelo lineal para R propuesto por Ríos (2018).

Finalmente, con relación al factor topográfico (LS) se encontró que existe una tendencia general al aumento en sus valores estimados (Tabla 3) a medida que se mejora la escala topográfica o la resolución de pixel del modelo de elevación digital, resultado de suma importancia para fines de modelación del proceso erosivo no solo mediante modelos de concepción empírica como el RUSLE si no también en modelos conceptuales y físicamente fundamentados dependientes de la inclinación de las laderas (pendientes) que a mejor resolución cartográfica son mejor representados y no suavizan o generalizan tanto la topografía real del terreno.

Tabla 3.- Resultados análisis factor topográfico LS.

EXTENSIÓN	TODA EL ÁREA		QDA. BRAMADORA	
Parámetro / Escala	LS promedio	LS máximo	LS promedio	LS máximo
1:100000	6.26	125.43	3.21	36.86
1:25000	7.05	194.09	3.95	32.33
1:10000	-	-	3.91	58.75

En la Figura 7 se muestran los resultados obtenidos para toda el área de estudio y en la Figura 8 los correspondientes a la subcuenca Bramadora en las diferentes escalas: a) 1:100000; b) 1:25000; c) 10000.

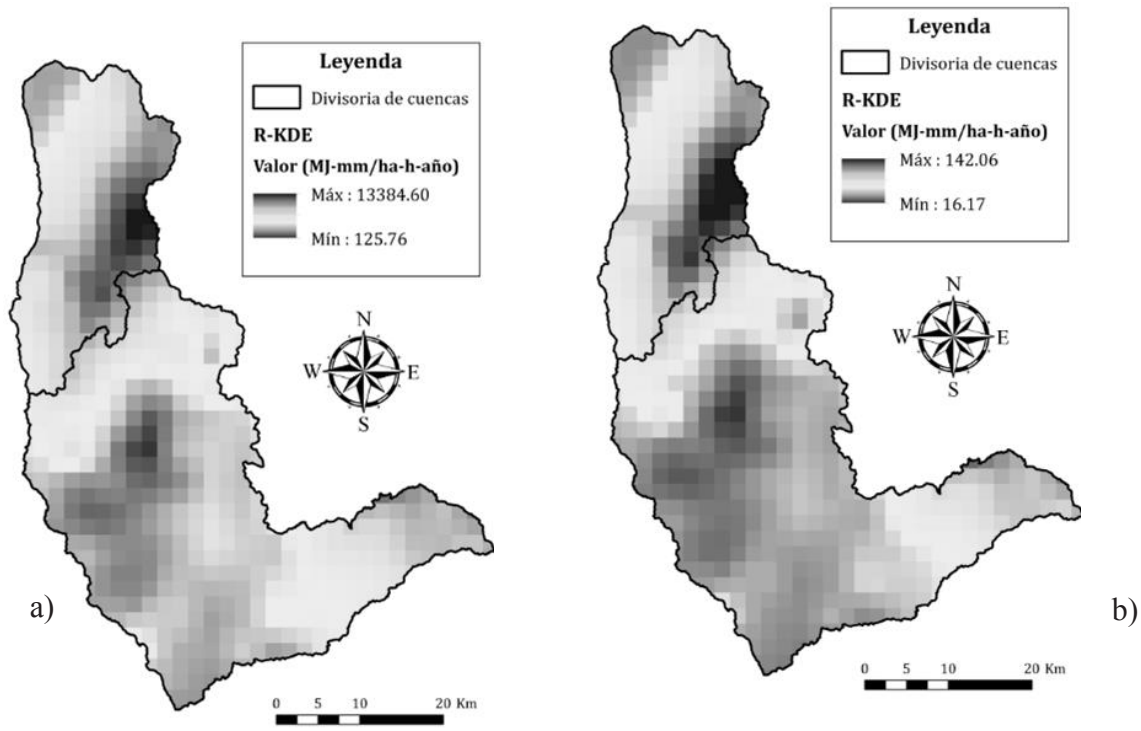


Figura 6.- Mapas del factor R estimados con modelo lineal desarrollado por a) Ríos (2018) y b) Pérez y Mesa (2002).

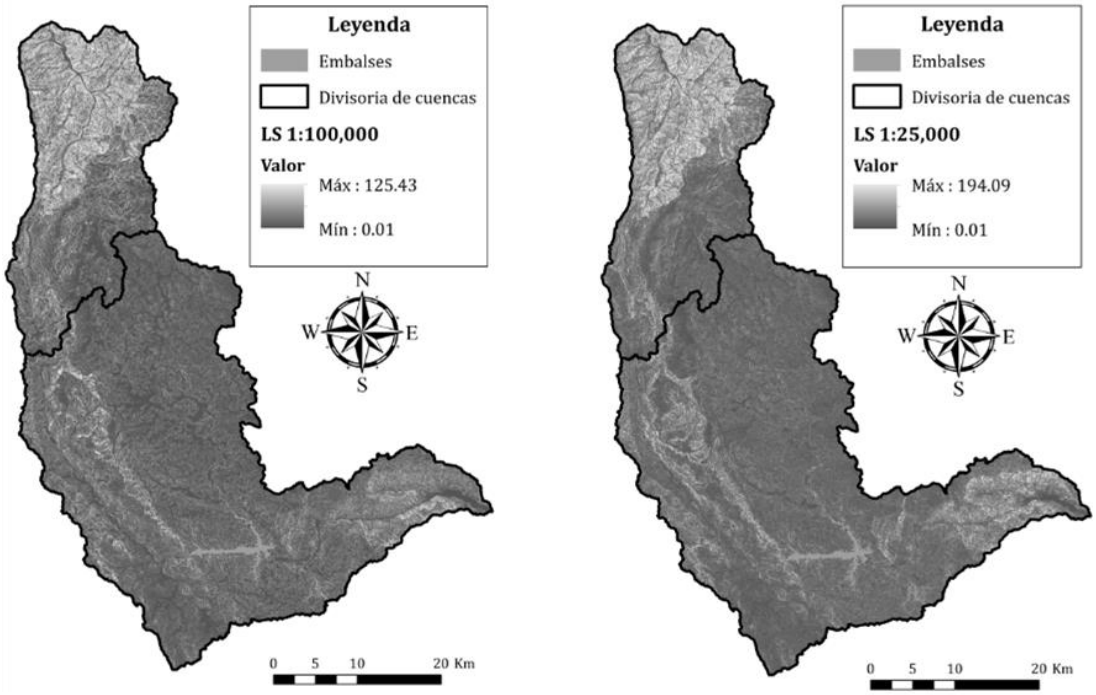


Figura 7.- Factor LS para las cuencas de los ríos Grande y San Andrés a escala 1:100,000 (a izquierda) y 1:25,000 (a derecha).

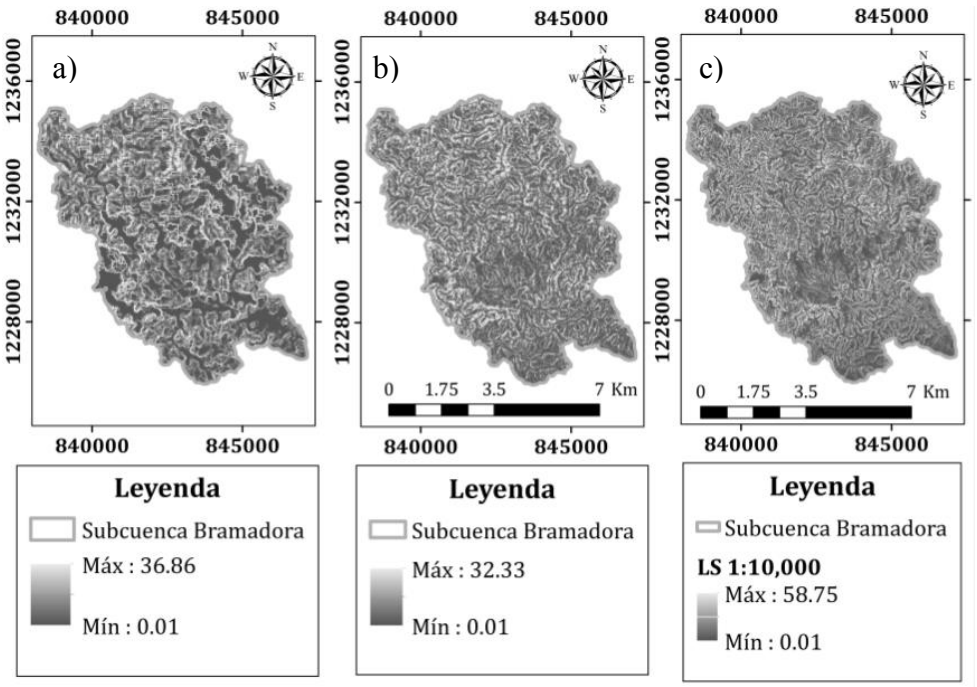


Figura 8.- Factor LS en las diferentes escalas para la Subcuenca Bramadora.

CONCLUSIONES

La diferencia principal entre el modelo de Pérez y Mesa (2002) y el modelo desarrollado por Ríos (2018) para el cálculo del factor de erosividad de la lluvia (R) radica en la resolución temporal de los datos de precipitación utilizados, dado que las intensidades calculadas a partir de datos en un intervalo de 15 minutos reflejan de mejor manera la variabilidad natural y el hecho de que los aguaceros más intensos son los responsables o generadores de la mayor erosión de los suelos. Este resultado bastante importante evidencia un efecto de la escala o resolución temporal de los datos de precipitación utilizados.

Las estimaciones del factor topográfico (LS) exhiben una tendencia general al aumento a medida que se mejora la escala topográfica o la resolución de pixel del modelo de elevación digital. Este resultado es de suma importancia para fines de modelación de procesos erosivos a escala de cuenca. Sin embargo, a pesar de que el factor topográfico (LS) presenta una fuerte dependencia a la escala cartográfica utilizada, se recomienda utilizar la escala 1:25000 o DEM con pixel de 12.5 x 12.5 m debido a que este es de acceso libre y no requiere un coste computacional tan alto para su procesamiento como el DEM con pixel de 1 x 1 m.

AGRADECIMIENTOS

A la Unidad de Hidrometría y Calidad Generación Energía de Empresas Públicas de Medellín (EPM), en especial a los Ingenieros Mauricio Correa y Paula Lizet Correa por la información hidrosedimentológica suministrada, su asesoría y retroalimentación.

Al Departamento Administrativo de Planeación de la Gobernación de Antioquia por permitir el uso de la información del proyecto Cartoantioquia mediante una licencia, especialmente, al doctor Carlos Mario Montoya y al Ingeniero Néstor Raúl Pizarro.

Al Departamento Administrativo de Ciencia y Tecnología de Colombia– COLCIENCIAS – por el apoyo financiero otorgado mediante el programa Jóvenes Investigadores e Innovadores 2015.

Finalmente, un agradecimiento especial a mis Maestros Lilian Posada García y Humberto Caballero Acosta, al igual que a Jaime de Jesús Trujillo Delgado y a Luis Alberto Arias López por su valiosa revisión y comentarios a mi trabajo investigativo.

REFERENCIAS

Álvarez, O. (2007). *Cuantificación de la incertidumbre en la estimación de campos hidrológicos. Aplicación al balance hídrico de largo plazo*.

Álvarez, O. D., Vélez, J. I., & Poveda, G. (2008). Nuevos campos de precipitación promedia anual para Colombia. In *XXIII Congreso Latinoamericado de Hidráulica* (p. 15). Cartagena de Indias, Colombia.

Hoyos, N., Waylen, P. R., & Jaramillo, Á. (2005). Seasonal and spatial patterns of erosivity in a tropical watershed of the Colombian Andes. *Journal of Hydrology*, *314*(1), 177–191. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2005.03.014

Morales, M., Otero, J., Van der Hammen, T., Torres, A., Cadena, C., Pedraza, C., … Cárdenas, L. (2007). *Atlas de páramos de Colombia. Instituto de Investigación de Recursos Biológicos Alexander von Humboldt.* Bogotá, D. C.

Panagos, P., Ballabio, C., Borrelli, P., Meusburger, K., Klik, A., Rousseva, S., … Alewell, C. (2015). Rainfall erosivity in Europe. *Science of The Total Environment*, *511*, 801–814. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2015.01.008

Panagos, P., Borrelli, P., Meusburger, K., Yu, B., Klik, A., Jae Lim, K., … Ballabio, C. (2017). Global rainfall erosivity assessment based on high-temporal resolution rainfall records. *Scientific Reports*, *7*(1), 4175. https://doi.org/10.1038/s41598-017-04282-8

Pérez, J. D., & Mesa, O. J. (2002). Estimación del factor de erosividad de la lluvia en Colombia. In *XV Seminario Nacional de Hidráulica e Hidrología* (p. 12). Medellín.

Renard, K. G., Foster, G. R., Weesies, G. A., McCool, D. K., & Yoder, D. C. (1997). *Predicting Soil Erosion by Water: A Guide to Conservation Planning With the Revised Universal Soil Loss Equation (RUSLE). U.S. Department of Agriculture, Agriculture Handbook No. 703*.

Ríos, J. D. (2018). *Erosión hídrica y evolución del relieve en las cuencas de los ríos Grande y San Andrés, Antioquia – Colombia. Tesis de maestría*. Universidad Nacional de Colombia.

Rosenqvist, A., Shimada, M., Ito, N., & Watanabe, M. (2007). ALOS PALSAR: A Pathfinder Mission for Global-Scale Monitoring of the Environment. *IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing*. https://doi.org/10.1109/TGRS.2007.901027

Urrea, V., Ochoa, A., & Mesa, O. J. (2016). Validación de la base de datos de precipitación CHIRPS para Colombia a escala diaria, mensual y anual en el periodo 1981-2014. In *XXVII Congreso Latinoamericano de Hidráulica* (p. 12). Lima, Perú.

Van Remortel, R. D., Hamilton, M., & Hickey, R. J. (2011). Estimating the LS factor for RUSLE through iterative slope length processing of DEM elevation data. *Cartography*, *30*(1), 27–35.

Van Remortel, R. D., Maichle, R. W., & Hickey, R. J. (2004). Computing the LS factor for the Revised Universal Soil Loss Equation through array-based slope processing of digital elevation data using a C++ executable. *Computers & Geosciences*, *30*(9–10), 1043–1053. https://doi.org/http://dx.doi.org/10.1016/j.cageo.2004.08.001

Wischmeier, W. H., & Smith, D. D. (1978). Predicting Soil Erosion Losses: A Guide to Conservation Planning. USDA Agricultural Handbook No. 537.

Yin, S., Xie, Y., Liu, B., & Nearing, M. A. (2015). Rainfall erosivity estimation based on rainfall data collected over a range of temporal resolutions. *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, *19*, 4113–4126. https://doi.org/https://doi.org/10.5194/hess-19-4113-2015

IAHR AIIH

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBREDE 2018

HERRAMIENTAS HIDROINFORMÁTICAS Y CONSIDERACIONES PARA MODELAR PROCESOS SUPERFICIALES Y SUBTERRÁNEOS ACOPLADOS MEDIANTE WEAP-MODFLOW

P. Sanzana[1,2,3], J. Gironás[1,2,4], I. Braud[3], N. Hitschfeld[5], X. Vargas[6], S. Vicuña[1,7], J-F. Muñoz[1], R. Villegas[8], E. Rubio[8], R. Herrera[9]

[1] DIHA-UC, Chile, psanzana@uc.cl, jgironas@uc.cl, jfmunoz@uc.cl, [2]CEDEUS, Chile,[3]IRSTEA, Francia, isabelle.braud@irstea.fr, [4]CIGIDEN, [5]DCC- UCH, Chile, nancy@dcc.uchile.cl, [6]DIC-UCH, Chile, xvargas@ing.uchile.cl, [7]Centro Cambio Global-UC svicuna@uc.cl, [8]ERIDANUS erubio@eridanus.cl, rdgo.villegas@gmail.com, [9]ARCADIS rodrigo.herrera@arcadis.com

RESUMEN:

El uso de herramientas hidroinformáticas en problemas de ingeniería permite manejar un volumen mucho mayor de información, ampliar las capacidades de programas actuales y obtener resultados más realistas en problemas complejos. En el presente trabajo se describen herramientas integradas de modelación superficial-subterránea y se profundiza en cómo pueden ser mejoradas mediante el uso de herramientas informáticas. También se presenta una introducción del estado del arte del uso conjunto de recursos superficiales-subterráneos y actuales enfoques de modelos acoplados que se han aplicado para la gestión integrada del recurso. Finalmente, se resumen las ventajas/desventajas de utilizar enfoques de modelación superficial/subterránea integrada y las principales consideraciones para resolver problemas de ingeniería o gestión del recurso hídrico.

ABSTRACT:

The use of hydroinformatics tools in engineering problems allows to manage a much larger volume of information, expands the capabilities of current software programs and allows to get more realistic results in complex problems. This work describes integrated surface-groundwater models and explores how they can be improved through the use of computer tools. Moreover, it introduces the state of the art of integrated use of surface and groundwater resources and current coupled model approaches that have been applied to carry out integrated resource management. Finally, it summarized advantages/disadvantages of using integrated surface/ground modeling approaches and the main considerations for solving engineering or water resource management problems.

PALABRAS CLAVES: *modelación integrada, WEAP, MODFLOW, hidroinformatica*

INTRODUCCIÓN

En las décadas recientes la automatización de las rutinas y la informatización de las actividades y los cálculos de laboratorio, cada vez más complejos, han aumentado considerablemente el poder de los experimentadores, de los observadores y de los teóricos dedicados a la construcción de modelos (Hobsbawn, 2012). De esta manera, conocimientos de programación orientados al uso de recursos hídricos permiten potenciar las actuales capacidades en el área de ciencias de la computación y ciencias de la tierra. En esta línea diversas instituciones y programas educacionales han optado cada vez más por incluir conocimientos de hidroinformática como una ciencia interdisciplinaria (Abbott, 1999; Price, 2011). La utilización de este tipo de herramientas permite facilitar las tareas necesarias para el manejo sustentable del medio ambiente en todas sus etapas, principalmente en las de pre-procesamiento, modelación, y post-procesamiento. Estas labores pueden llegar a ser muy complejas dependiendo del problema y la cuenca o acuífero que se desee modelar. Hoy en día, ambientes físicos altamente intervenidos por elementos artificiales, como cuencas peri-urbanas (Braud et al., 2013), son cada vez más comunes en los proyectos de ingeniería. Asimismo, en aquellas zonas en las que la interacción de aguas superficiales y subterráneas es importante la modelación explicita de la relación rio-acuífero toma un peso gravitante en los flujos bases (Sahuquillo et al., 2010; Barron et al., 2013; Bhaskar et al., 2016).

En el presente trabajo se describen herramientas de modelación integrada del recurso superficial-subterráneo y se profundiza en cómo pueden ser mejoradas mediante el uso de herramientas informáticas. También se describe una introducción del estado del arte del uso conjunto de recursos superficiales-subterráneos y actuales enfoques de modelos acoplados que se han aplicado para llevar a cabo la gestión integrada del recurso. Los acápites descritos en este trabajo permite entregar un material de gran valor a ingenieros y científicos con el interés de desarrollar proyectos de ingeniería hidráulica en los que sea necesario acoplar más de un modelo de flujos, específicamente los modelos WEAP (Yates et al., 2005a; Yates et al., 2005b) y MODFLOW (Harbaugh, et al., 2000). Finalmente, se resumen las ventajas/desventajas de utilizar enfoques de modelación superficial/subterránea integrada y las principales consideraciones para resolver problemas de ingeniería o gestión del recurso hídrico.

PROBLEMÁTICA ACTUAL EN LA INTEGRACIÓN DE MODELOS HIDROLÓGICOS Y OPORTUNIDAD DEL USO DE HERRAMIENTAS HIDROINFORMATICAS

La elección, desarrollo y aplicación de modelos hidrológicos distribuidos no es una tarea sencilla. La selección más apropiada de la estrategia de modelación debe considerar un compromiso entre las simplificaciones de los procesos físicos y la representación espacial de los dominios que se deseen representar (Branger et al, 2010). Es imposible encontrar el enfoque perfecto y único de modelación dentro de una amplio rango de posibilidades (Branger et al., 2010), y tal como plantean Leavesley et al. (2002), existe un cambio actual de paradigma en el que se requiere replantear la pregunta ***"¿cuál es el modelo más apropiado para un conjunto de criterios?"*** por ***"¿qué combinación de conceptualización de procesos es la más apropiada?"***.

En la Figura 1 se muestra un esquema simplificado de distintos dominios espaciales y la respectiva topología de los elementos involucrados, $(Dj,\tau j)$. Cada dominio puede ser representado mediante diferentes enfoques de modelación según sea el esquema más adecuado para el problema que se desea modelar (e.g. para un dominio se puede aplicar un modelo semi-distribuido y para otro dominio se puede aplicar un modelo completamente distribuido). Un modelo hidrológico superficial puede estar compuesto, por ejemplo, de los siguientes elementos: subcuencas, bandas de elevación, Unidades de Respuesta Hidrológica (URH) (Flügel, 1995) o Elementos Hidrológicos Urbanos (EHU) (Rodriguez et al., 2008). Estos elementos pueden estar representados por geometría regular (polígonos simples regulares: grillas, triángulos) o geometrías irregulares (polígonos simples irregulares). Al interior del domino del modelo superficial, D_1, los elementos se encuentran

conectados entre sí y conectados a una red de drenaje con una topología previamente definida, τ_1. Por otro lado, el dominio de un modelo hidrogeológico, D_2, puede estar dado mediante pequeños segmentos del acuífero, que puede estar representado por grillas, triangulaciones, diagramas de Voronoi o grillas anidadas (Quadratree en inglés). Estos elementos se conectan entre sí y además se conectan con condiciones de borde en las que se puede considerar intercambio flujo nulo (celdas o bordes inactivos) o condiciones de altura de flujo constante o variable en el tiempo mediante una topología previamente definida,τ_2,. Al integrar ambos modelos hidrológicos (superficiales y subterráneos) se deben conectar los diferentes elementos de cada dominio espacial, D_1 y D_2 (Fig. 2 a). Esta nueva conexión genera la aparición de una nueva topología, $\tau_{1'2'}$, que debe conectar los elementos de los distintos modelos. Esta problemática puede no ser trivial dependiente de la cantidad de elementos que se deban vincular. Una forma flexible y eficiente para abordar este problema ha sido el uso de archivos geoespaciales que contienen información georreferenciada de la ubicación y los límites de cada elemento. Un ejemplo muy utilizado corresponde a los archivos tipo shapefile. Este tipo de archivos, mediante una adecuada codificación alfanumérica, permiten identificar cómo se conectan y cómo se realiza el intercambio de flujo de cada elemento para cada paso de tiempo (Fig.2 b).

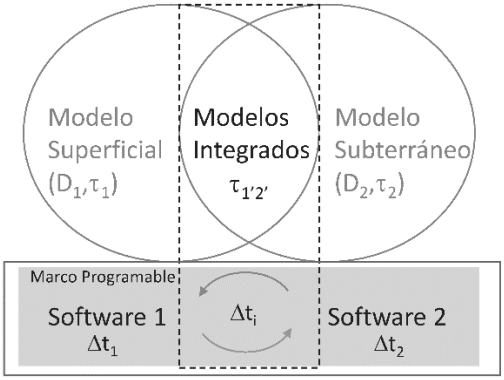


Figura 1.- Esquema de marco programable entre modelos acoplados a paso de tiempo Δti. Cada modelo tiene un dominio espacial, una discretización y una topología propia (Dj,τj) con su respectivo paso tiempo Δtj (j=1,2). En la integración de ambos modelos aparece una nueva topología, $\tau_{1'2'}$

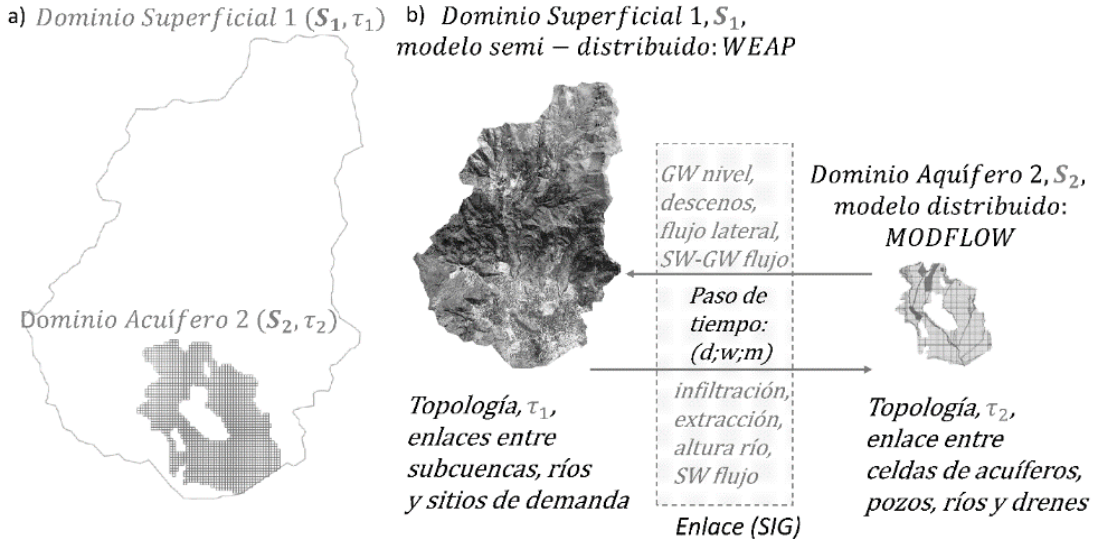


Figura 2.- Topología entre modelos WEAP-MOFLOW y flujos de intercambio para cada paso de tiempo (Sanzana et al., 2018)

Por otro lado, cada vez es más común que los modelos cuenten con una Interfaz de Programación de Aplicaciones (API) o librerías que permiten su uso independiente de su Interfaz Gráfica de Usuario (GIU), por lo que existe una gran flexibilidad en el manejo y complementación

de diferentes enfoques. En los casos que el software cuenta con una Interfaz Gráfica de Usuario (GIU en inglés), no necesariamente esta interfaz considera el manejo de todas las variables para las que se desea realizar un control y/o un seguimiento (e.g. error en el balance de masa en cada paso de tiempo y error de intercambio de flujos de entrada y salida entre los distintos modelos). Es por ello que las herramientas informáticas permiten llevar un control y generar gráficos más allá de los que vienen programados en forma previa en la plataforma GIU. El uso de lenguajes de programación presenta una oportunidad que aumenta el manejo de modelos acoplados. En la Figura 3 se muestra un esquema explicativo, donde se ilustra la gran cantidad de científicos que utilizan herramientas de programación y se mueve en el campo de programación funcional y programación orientada a objetos, donde hay una gran gama de lenguajes que permite llevar a cabo las labores de modelación. En el caso de programadores de las ciencias de la computación, es común que utilicen lenguajes más abstractos pero que tienen la ventaja de comunicarse de manera más eficiente con el lenguaje máquina de los ordenadores, y por ende optimiza el tiempo de procesamiento, este tipo de lenguajes generalmente son clasificados como de bajo nivel (debido a que son difícil entendimiento humano). No existe un lenguaje óptimo para cada labor, y la selección final dependerá del modelador. Actualmente la popularidad de Python (python.org) y R (R-project.org) es innegable en el ámbito de las ciencias de la tierra y la ingeniería. Esto se debe mayormente a que son lenguajes de uso libre, de alto nivel, de una fácil comprensión para científicos o ingenieros no muy familiarizados con el área de la programación, y con una comunidad virtual muy activa en cuanto a resolución de problemas e intercambio de nuevos paquetes.

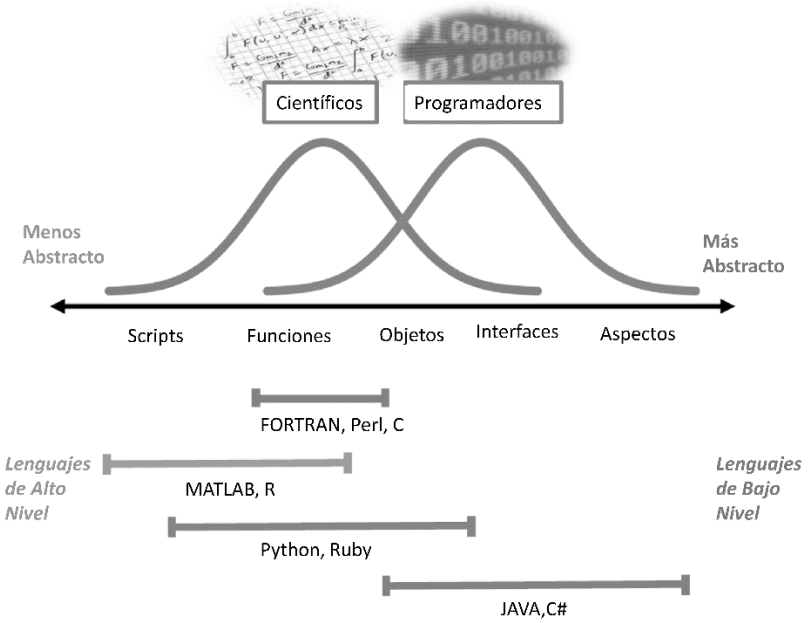


Figura 3.- Esquema uso de lenguajes de programación en ejemplos aplicados a la geociencias (adaptado a partir de Baart 2013)

PERTINENCIA DE MODELACIÓN SUPERFICIAL-SUBTERRÁNEA INTEGRADA

Orphanópoulos y Dumoulin (2015) desarrollaron una metodología de análisis visual de resultados que permite tener una mirada sistemática, integradora y global del sistema modelado, mediante la extracción y organización de la gran cantidad de información de salida, y la reunión de variables afines en forma gráfica. Esta metodología para exploración y explotación de resultados facilita la comprensión y el control de los procesos involucrados en modelos integrados. Orphanópoulos y Dumoulin (2015) llevaron a cabo el control de variables en modelos con enfoques semi-distribuidos, sin embargo la metodología puede ser extrapolada a modelos completamente distribuidos, como es el caso de MODFLOW.

En forma previa se debe tener clara la razón de utilizar enfoques acoplados y no enfoques más simplificados que puedan dar una respuesta satisfactoria. Esta reflexión se debe realizar cuidadosamente previo a la aplicación de cualquier proyecto. Existen ciertos criterios guías simples a considerar en lo referido al acople de modelos superficial y subterráneo, dentro de los cuales destacan los siguientes:

1. Tipo de problemas en que es recomendable un enfoque acoplado superficial-subterráneo:
   - Cuando se requiere de estimaciones precisas de flujo base en cuencas con interacción rio-acuífero, o entre pozos debido a sobre-extracción.
   - Cuando se requiera buenas estimaciones de flujos subterráneos y niveles piezométricos, particularmente en acuíferos fuertemente influenciados por recarga laterales (e.g. acuíferos de cabecera en climas de alta cordillera con acumulación y derretimiento nival).
2. Tipo de problemas donde no es recomendable un modelo acoplado:
   - Cuando se requiere modelar crecidas o flujos altos a escala mensual
   - Cuando el acuífero no posee un gran desarrollo vertical y puede ser fácilmente representado por un elemento conceptual como un estanque lineal.

Para acoplar un modelo superficial y subterráneo, se recomienda contar con el modelo subterráneo previamente calibrado con extracciones y niveles históricos, tanto en régimen permanente como en régimen transiente. Es posible que en el proceso de integración sea necesario llevar a cabo una re-calibración de los parámetros del modelo subterráneo, aunque se recomienda que los cambios sean menores. Sin embargo, estos cambios dependerán de la calidad del modelo numérico subterráneo inicial. Normalmente aquellas zonas con un alto grado de actividad sobre el acuífero cuentan con un modelo hidrogeológico numérico previamente desarrollado; en caso contrario se debe considerar una etapa de desarrollo de este. En el caso de los modelos superficiales existentes, tienden su mayoría a representar la zona de almacenamiento inferior con un enfoque conceptual, que es necesario eliminar en el paso de acoplamiento. Por lo tanto, es necesario recalibrar los parámetros del modelo y volver a ajustar los parámetros para reproducir los caudales en aquellos puntos de control para la calibración. Finalmente, es importante cualquier información relacionada con cambios geomorfológicos que pueden existir en la cuenca a nivel superficial y que puedan afectar el proceso de producción de escorrentía directa y el flujo base.

En el caso de contar con ambos modelos y su correcta integración, una gran ventaja es la simulación de distintos escenarios. En particular, el modelo acoplado queda alimentado principalmente por forzantes climáticas en forma directa, lo que permite simular escenarios futuros en forma más rápida. En el caso de modelos desacoplados para simular distintos escenarios siempre se debe considerar correr el modelo superficial en forma inicial y posteriormente introducir las nuevas recargas en el modelo hidrogeológico, llevando a un proceso iterativo que muchas veces puede consumir gran parte del tiempo de los proyectos de ingeniería de actualización de modelos.

Si bien la falta de monitoreo de variables hidroclimáticas es conocida, en el caso de las aguas subterráneas este es un problema más frecuente. Por ejemplo, es muy común la falta de un registro de consumos y extracciones, por lo que se deben hacer supuestos que aumentan el grado de incertidumbre. Asimismo, los niveles de pozos no se observan en forma continua, sino a nivel mensual, a diferencia de los niveles en cauces que son monitoreados más continuamente. Por lo tanto, todo proyecto de ingeniería debería considerar una campaña de medición que ayude a disminuir las fuentes de incertidumbre en proyectos de modelación integrada. Por ultimo en la selección del modelo superficial se recomienda el uso de herramientas parsimoniosas, lo que facilita el proceso de calibración.

MODELO WEAP Y ALTERNATIVAS DE REPRESENTACIÓN RÍO-ACUÍFERO

El modelo hidrológico WEAP (Water Evaluation And Planning system) (weap21.org/), desarrollado por el SEI (Stockholm Environment Institute) en 1989, ha sido aplicado con bastante popularidad y buenos resultados, tanto en estudios de disponibilidad como de planificación del recurso hídrico (CCG-UC, 2016; Sanzana et al., 2018). Este modelo posee una interfaz gráfica amigable y provee un enfoque integral, que permite su aplicación con diferentes objetivos.

Alternativas de representación río-acuífero

La representación del acuífero en el modelo WEAP puede ser abordada con tres enfoques, los que implican distintos niveles de complejidad según la información requerida de los niveles freáticos y del comportamiento del acuífero en general. Estos enfoques son:

- Enfoque de Estanque: este modelo se basa en el supuesto que el acuífero se comporta como un estanque de volumen prismático, con propiedades de volumen, y flujos de ingresos y egresos.
- Enfoque de Cuña (Río-Acuífero): esta representación permite modelar la interacción río acuífero mediante una cuña prismática que se conecta con el río, ambos con características geométricas y propiedades físicas, como volumen, espesor y conductividad.
- Enlace con MODFLOW: esta representación permite integrar directamente los flujos superficiales con los flujos subterráneos, donde en cada paso de tiempo se ejecutan dos modelos numéricos, uno distribuido y el otro agregado.

El enfoque de estanque o baldes permite simular recarga y bombeo de agua subterránea, sólo a nivel agregado espacialmente. No considera en forma directa la interacción río-acuífero, y solo es capaz de generar un flujo base desde el estanque inferior al río. Finalmente, no se considera una posible conexión entre los estanques subterráneos, ocurriendo la interacción entre distintos estanques solo a nivel del río. En la Figura 4 se muestra el esquema de modelación de estanques donde aparece la zona superficial (no saturada) y la zona profunda (saturada), representada por dos estanques interconectados.

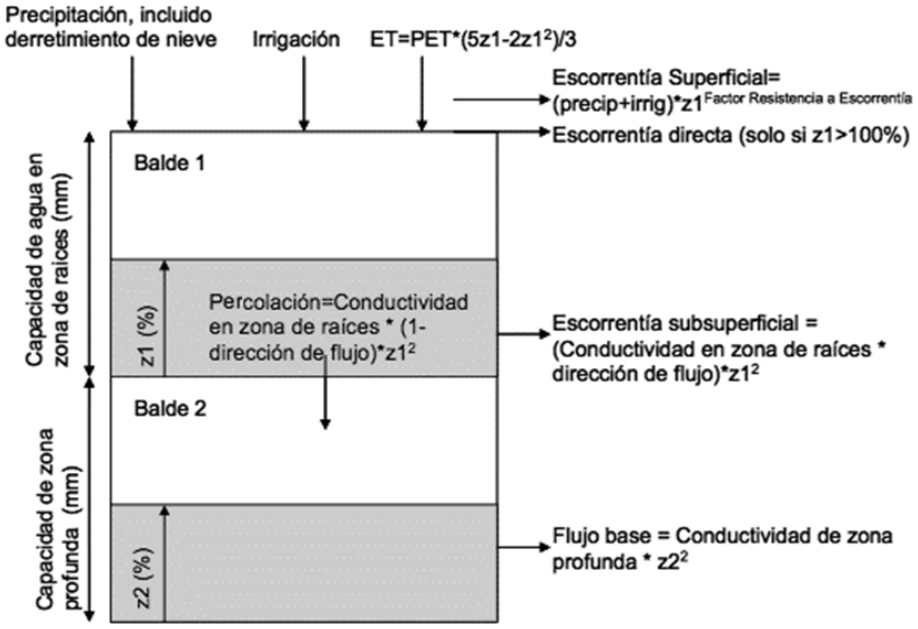


Figura 4.- Esquema simplificado del modelo WEAP (elaborado a partir de weap21.org/)

El enfoque de cuña Río-Acuífero mantiene en la zona superficial el esquema del enfoque de embalse, pero considera un almacenamiento subterráneo tipo cuña, tal que sobre cierto nivel el acuífero puede recibir o entregar aportes a los tramos de río definidos previamente. En la Figura 5

se muestra el esquema de cuña implementado en WEAP, donde se considera recarga, evaporación, coeficientes de almacenamiento y conductividad.

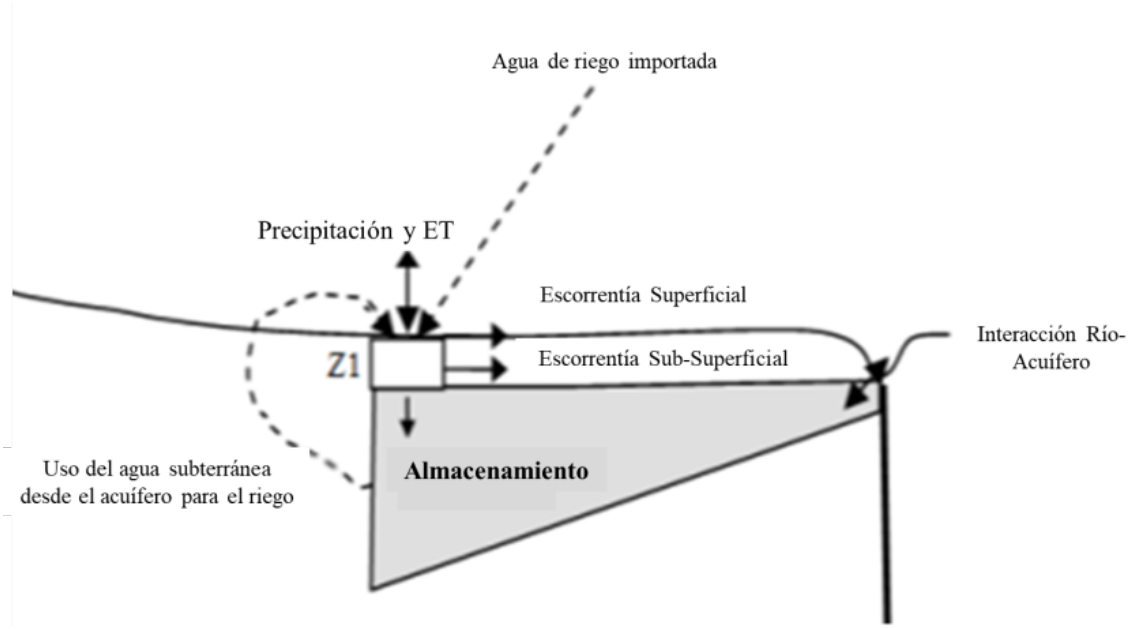


Figura 5.- Esquema de Modelación de Cuña WEAP (elaborado a partir de weap21.org/)

Finalmente, el enlace con MODFLOW proporciona una representación de la dinámica de flujos subterráneos que considera la interacción tanto entre río y acuífero como con otros elementos según se definan. El enfoque requiere la preparación previa de capas con información espacial (e.g. topografía, conductividad hidráulica, coeficientes de almacenamiento) en plataformas SIG (Sistemas de Información Geográfica) que permitan identificar y conectar de manera correcta cada elemento de la modelación superficial, y sirvan entonces como condiciones de borde de la modelación subterránea. La Figura 6 muestra la interfaz WEAP-MODFLOW que se utiliza para cada paso de tiempo de modelación.

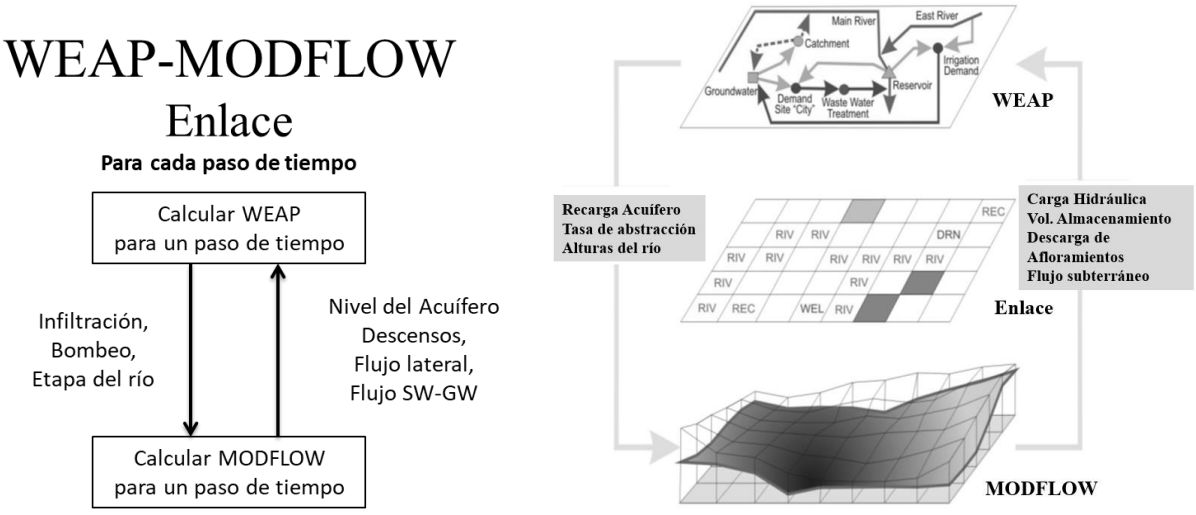


Figura 6.- Esquema de Modelación de Cuña WEAP (elaborado a partir de weap21.org/)

CONSIDERACIONES GENERALES DE INTEGRACIÓN WEAP & MOFLOW

La mayoría de los modelos de escorrentía superficial realizan simplificaciones en la modelación de flujos subterráneos y acuíferos, reduciéndolos típicamente a elementos conceptuales

o estanques, los que tienen una cierta capacidad de almacenamiento y contribución al flujo base diferente a la del escurrimiento superficial y subsuperficial. Ejemplos de estas herramientas son el modelo VIC (Liang et al., 1994), el modelo HBV (Bergstrom, 1976), modelo MOS (DGA-AC, 2000) o MAGIC (Zambrano et al, 2005). Generalmente la recarga obtenida a través de estos enfoques desconectado del modelo subterráneo implica una serie de iteraciones entre ambos modelos (superficial y subterráneo) hasta que convergen o cumplen cierto criterios impuestos por el modelador. En el caso de acoplar con modelos subterráneos, el estanque inferior asociado al almacenamiento más profundo es remplazado por el modelo subterráneo. Para esto se debe tener en cuenta la información que requiere cada modelo:

a) Modelo subterráneo: geometría 3D del área del modelo como una malla apropiada (relieve, capas, superficies superior e inferior), permeabilidad de las respectivas células y capas (anisotropía opcional en 3D), altura piezométrica en la salida del acuífero (para fijas condiciones de borde aguas abajo) o condiciones de borde aguas arriba en caso que no se modele el acuífero desde su inicio en cabecera, extracciones e inyecciones artificiales (introducidas en forma de recarga artificial, o como excedentes del riego (agrícola o urbano), etc.), condiciones límites en los márgenes del modelo, Propiedades y geometría del acuífero (elevación del fondo, almacenamiento, porosidad, conductividad entre otras), Propiedades y atributos del río (elevación del fondo, conductividad si se modelará la interacción entre las aguas subterráneas y el río).

b) Modelo superficial: esquema del funcionamiento de la cuenca (diagrama unifilar para comprender el funcionamiento de la cuenca), captaciones superficiales y subterráneas, demandas y caudal en el río, segmentación espacial más apropiado (sub-cuencas, bandas de elevación, uso de suelo, etc.), forzantes climáticas (precipitación, evaporación, temperatura, isoterma 0°, entre otros), parámetros de suelo (coeficiente de cultivo y capacidad de infiltración), esquema de riego y tasas de riego, caudales de retorno, pérdidas de transmisión, y otros temas relevantes como importación de caudal desde otra cuenca, canales de desvío, etc.).

Respecto de la segmentación del modelo hidrológico superficial, esta debe ser compatible con el modelo hidrogeológico. Por lo tanto se recomienda la modificación del modelo superficial de forma tal que la integración sea más flexible y ajustable a las condiciones de borde del modelo subterráneo. En el caso de WEAP y MODFLOW es normal que los modelos presenten los siguientes esquemas de segmentación espacial:

WEAP: Modelo Concentrado o Semi-distirbuido. Segmentación espacial realizada en base a: subcuencas, bandas de elevación, Unidades de Respuesta Hidrológica (URH) o Elementos Hidrológicos Urbanos (EHU). Estos elementos pueden estar representados por geometría regular (polígonos simples regulares: grillas, triángulos) o geometrías irregulares (polígonos simples irregulares.

MODFLOW: Modelo espacialmente distribuido. Segmentación espacial realizada en mediante pequeños segmentos del acuífero, que puede estar representado por grillas, triangulaciones, diagramas de Voronoi o grillas anidadas (Quadratree en inglés).

Por otro lado también se debe tener en cuenta que los tiempos internos de procesamiento de ambos modelos podrían perfectamente no coincidir, sin embargo el tiempo en el que se comunican ambos modelos debe coincidir. En el caso del modelo MODFLOW, el stress-period debe coincidir con el paso de tiempo seleccionado en WEAP (diario, semanal, mensual u otro), pero el time-step

interno de MODFLOW puede aumentar considerablemente para aquellos casos en los que la solución no converge. Por ello se recomienda que el modelo sea pre-calibrado previo al acople.

RUTINAS DESARROLLADAS COMO SOPORTE A LA VINCULACIÓN WEAP-MODFLOW

En la Tabla 1 se muestra un ejemplo de rutinas desarrolladas como apoyo para el análisis y control de salidas que no están programadas en la interfaz actual de WEAP-MODFLOW. En la Figura 12 se muestra un ejemplo grafico de los resultados obtenidos. En la Tabla 2 se muestra un resumen con los parámetros sensibles para la estimación de la recarga en el enlace WEAP-MODFLOW.

Tabla 1.- Rutinas Implementadas

Descripción	Lenguaje
1.-Analisis_Sensibilidad_KeyAssumptions.py	Python, R
2.-Analisis_Sensibilidad_Propiedades_MODFLOW.py	Python, R

Nota: Rutinas disponibles en maipoadaptacion.cl o correo al autor.

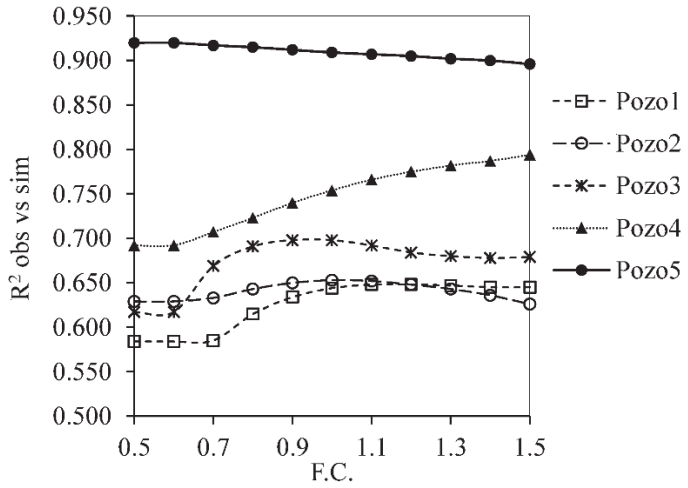


Figura 12.- Ejemplo de variación coeficiente de ajuste versus factor de corrección de parámetros óptimos

Tabla 2.- Parámetros Sensibles para estimación de recarga en enlace WEAP-MODFLOW

Parámetro	Descripción	Sensibilidad para estimar Recargas Subterraneas
Capacidad de almacenamiento del suelo	Capacidad de retención de agua de la primera capa de suelo	Sensible
Capacidad de Zona Profunda	Capacidad de retención de agua de la capa de suelo profunda	No Corresponde*
Conductividad Zona Profunda	Conductividad hidráulica de la capa de suelo profunda	No Corresponde*
Conductividad en Zona de Raíces	Conductividad hidráulica de la primera capa de suelo	Sensible
Temperatura Deshielo	Temperatura umbral para el derretimiento de la nieve	Poco Sensible
Temperatura de Congelamiento	Temperatura umbral para la acumulación de la nieve	Poco Sensible
Factor de corrección de gradientes de precipitación	Factor que multiplica a los gradientes de precipitación observados en la zona del valle, y que permite generar las series de precipitación en altura donde no existen estaciones.	Muy Sensible
Gradiente de Temperatura invierno-otoño	Variación de la temperatura respecto de la altitud	Sensible
Gradiente de Temperatura primavera	Variación de la temperatura respecto de la altitud	Sensible
Gradiente de Temperatura verano	Variación de la temperatura respecto de la altitud	Sensible

Factor de resistencia de escorrentía	Relacionado con la superficie del suelo, controla la magnitud de la escorrentía directa	Sensible
Dirección preferente de flujo	Factor que divide el flujo que va desde la primera capa de suelo hacia la profunda	Sensible

ESTUDIOS APLICADOS EN ZONAS ARIDAS Y SEMI-ARIDAS

En zonas con escasez hídrica el uso conjunto de aguas superficiales y subterráneas es una necesidad evidente. Normalmente este uso tiende a darse en forma natural, especialmente en periodos de sequía, generando alteraciones importantes en zonas con fuerte interconexión superficie-subsuperficie. En forma racional se tiende a utilizar el recurso subterráneo en caso de falta del recurso superficial, pero el concepto de gestión integrada (superficial-subterráneo) no se encuentra plenamente asumido por los planificadores y responsables de las toma de decisiones (Sahuquillo et al., 2010). En efecto, el uso conjunto de ambas fuentes puede tener consecuencias funcionales y ambientales importantes. Por ejemplo, un río puede pasar de recibir a perder agua, o viceversa, o se puede ocasionar o aliviar un problema de drenaje o salinidad del agua (Sahuquillo et al., 2010). Así entonces, la modelación integrada se presenta como una excelente herramienta para la gestión y planificación. A continuación se describen algunos trabajos recientes que han utilizado el acople WEAP-MODFLOW en zonas áridas y semiáridas.

ACUÍFERO DE COPIAPÓ (CHILE) (Hunter et al., 2015)

En esta investigación se propuso una técnica de evaluación de sustentabilidad, multivariada y robusta, además del indicador de rendimiento denominado Medida de Sustentabilidad (MOS) para la gestión de recursos frente a escenarios de variabilidad futura. El caso de estudio fue la Cuenca de Copiapó, 18.538 km^2. Se hace énfasis en la actual situación de la cuenca de Copiapó, que cuenta con un estrés hídrico extremo. Se estima que los derechos de agua otorgados (al 2015) representan cerca del 500 % de la tasa de recarga de agua subterránea, siendo un 17 % de los derechos del sector minero y el 56 % del agrícola. En cuencas áridas, el concepto de sustentabilidad no es tan simple de definir. Dado que los acuíferos tienden a explotarse sin que la recarga superficial supla el déficit, un escenario sustentable se puede definir como uno donde se mantiene una tasa de descenso del acuífero "baja".

Se prefirió utilizar el modelo WEAP debido a su aumento en popularidad en la literatura técnica, además de su capacidad de acoplarse integradamente con un modelo MODFLOW existente. El modelo generado se dividió en subcuencas, incorporando demandas de minería y extracciones de agua potable. Se consideró información hidrometeorológica en un periodo entre 1993-2012, para el cual se calibró el modelo. La demanda agrícola fue calculada directamente con WEAP, con el método del coeficiente de cultivo y la extensión de los terrenos dedicados al rubro. Posteriormente se consideró un periodo de 30 años para estimar variaciones climáticas: series de temperatura con clara tendencia al aumento (aumento del 9 %) y precipitación con tendencia a disminuir (descenso del 9 %). El modelo WEAP-MODFLOW (Figura 7) resultó exitoso en 9 de 10 sectores del río. La complicación se le atribuye a extracciones indocumentadas (ilegales o no-controladas). La Figura 7 muestra un esquema del modelo elaborado y una imagen del acuífero encajonado en el río Copiapó.

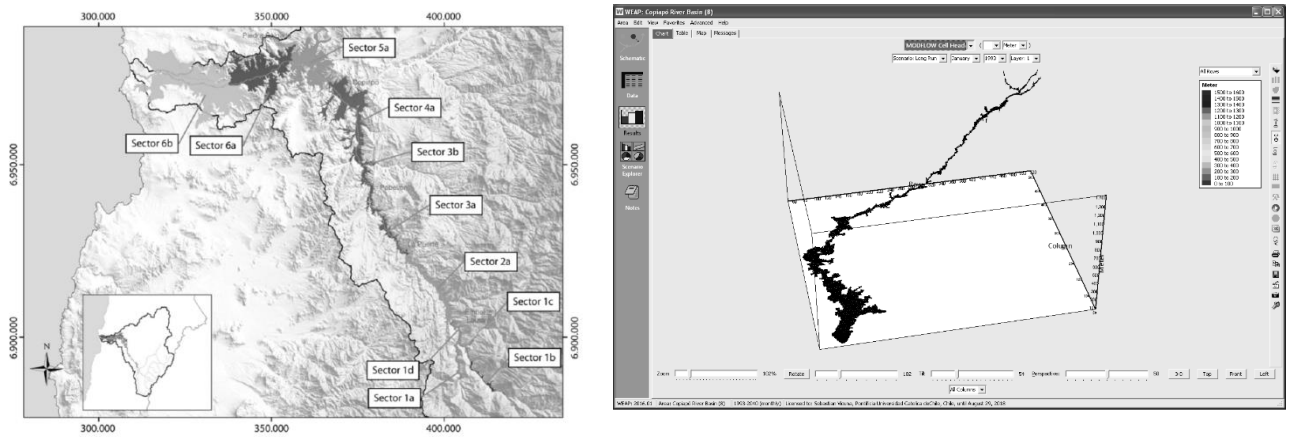


Figura 7.- Modelación integrada WEAP-MODFLOW Copiapó, Visualización 3D MODFLOW (elaborado a partir de Hunter et al., 2015)

El modelo generado en esta publicación (WEAP-MODFLOW) puede ser mejorado en varios aspectos, en cuanto a la extensión de la modelación y otros parámetros (forma de representar los pozos, recarga y condiciones de borde). No se debe perder de vista que este modelo fue construido con fines de investigación más que ingeniería aplicada. Este modelo puede ser considerado como un producto inicial que permite modernizar las herramientas de gestión considerando los desafíos actuales de la gestión integrada de recursos hídricos.

ACUÍFERO DE MAPOCHO ALTO, ESTERO LAS HUALTATAS (CHILE) (Sanzana et al., 2018)

Otro ejemplo de aplicación en una zona semiárida es el trabajo realizado en la cuenca del Estero Las Hualtatas, subcuenca del Mapocho-Alto, Santiago (Chile) por Sanzana et al (2018) (Figura 8). La cuenca tiene como punto de desembocadura la junta del Estero las Hualtatas con el Río Mapocho. Drena un área de 136 km^2 con variaciones de alturas que van desde 785 hasta los 2.882 msnm aproximadamente. La zona de crecimiento urbano se puede aproximar a la faja localizada entre los 785 y los 1.000 msnm (aprox. 3200 ha) excluyéndose zonas de protección ambiental. En 2017 la zona urbanizada corresponde aproximadamente a 2300 ha (71%) y actualmente coincide en gran parte con los límites del acuífero (Fig.8, d). En la Figura 9 se presenta un diagrama unifilar con las subcuencas conectadas a los elementos del acuífero.

En el trabajo de Sanzana et al. (2018) la modificación y alteración del modelo hidrológico existente fue primordial para lograr un correcto enlace. Dado que el acuífero modelado es un acuífero de cabecera, una de las condiciones de borde corresponde al ingreso de la recarga proveniente de las cuencas laterales de la zona cordillerana. El modelo hidrológico, inicialmente generado en bandas de elevación se modificó a una nueva segmentación de URH que fuera compatible con el modelo numérico del acuífero. De esta forma 10 sub-cuencas laterales fueron subdividas en 44 URH que se acoplaron con el ingreso distribuido por todo el contorno del acuífero.

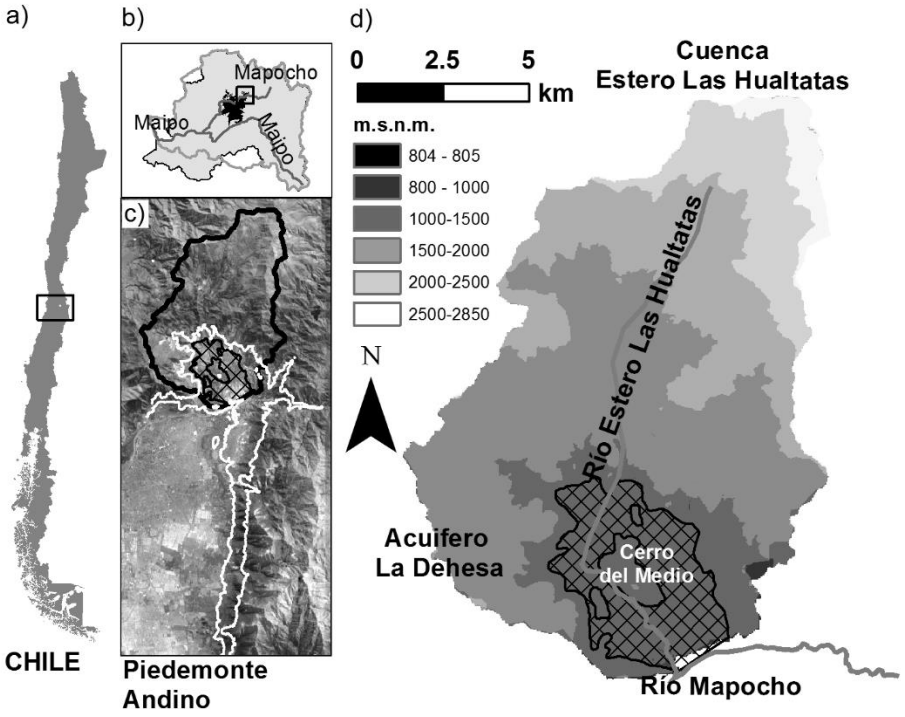


Figura 8.- Ubicación general de cuenca Estero Las Hualtatas (a,b,c). Sector del Acuífero La Dehesa (d) (elaborado a partir de Sanzana et al., 2018).

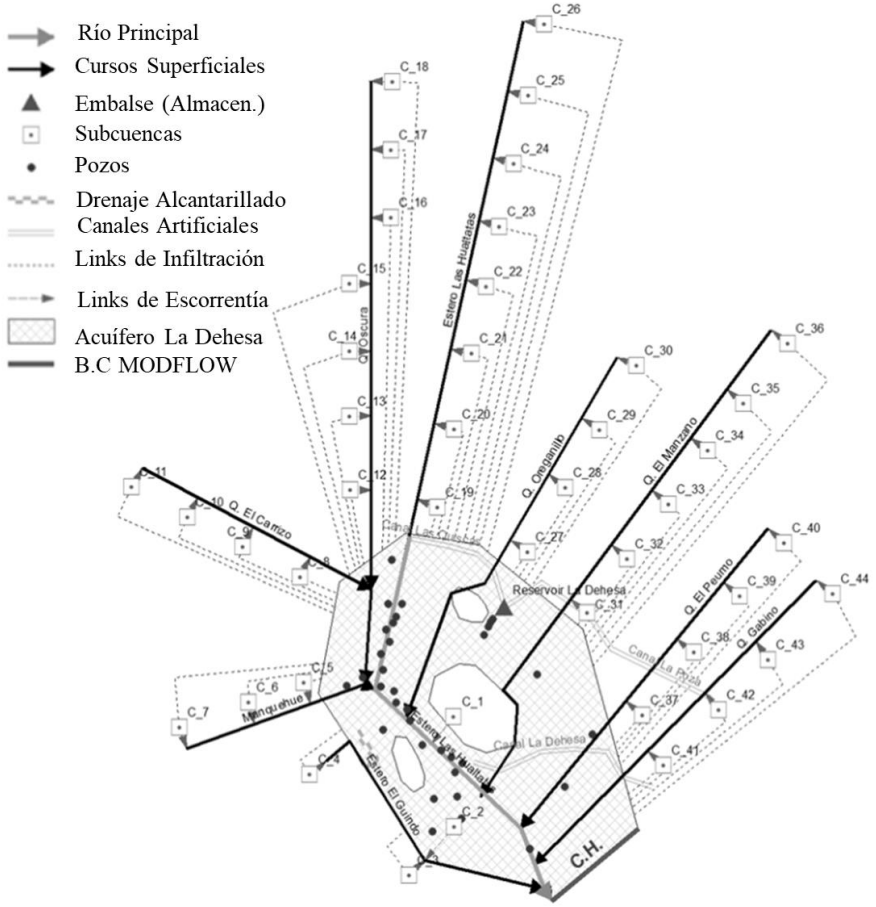


Figura 9.- Diagrama Unifilar Estero Las Hualtatas y vínculo con modelo superficial & subterráneo WEAP-MODFLOW (elaborado a partir de Sanzana et al., 2018).

En la Figura 10 se muestra un ejemplo de cómo se adaptó el modelo superficial para la construcción de un modelo superficial-subterráneo integrado. Como paso inicial de la preparación

del modelo superficial las cuencas se sub-dividieron en más unidades considerando los siguientes límites: Límites Administrativos, Geología, Tipo de suelo, Uso de suelo, Tipo de cultivo, Técnica de riego, Pendiente, y/o Áreas de especial interés. Esta subdivisión permitió un acople mucho más limpio y rápido. En este paso se debe tener cuidado con el número final de elementos segmentados ya que podría aumentar el costo computacional en forma importante y generar problemas de procesamiento interno del modelo. En este paso es recomendable utilizar herramientas SIG.

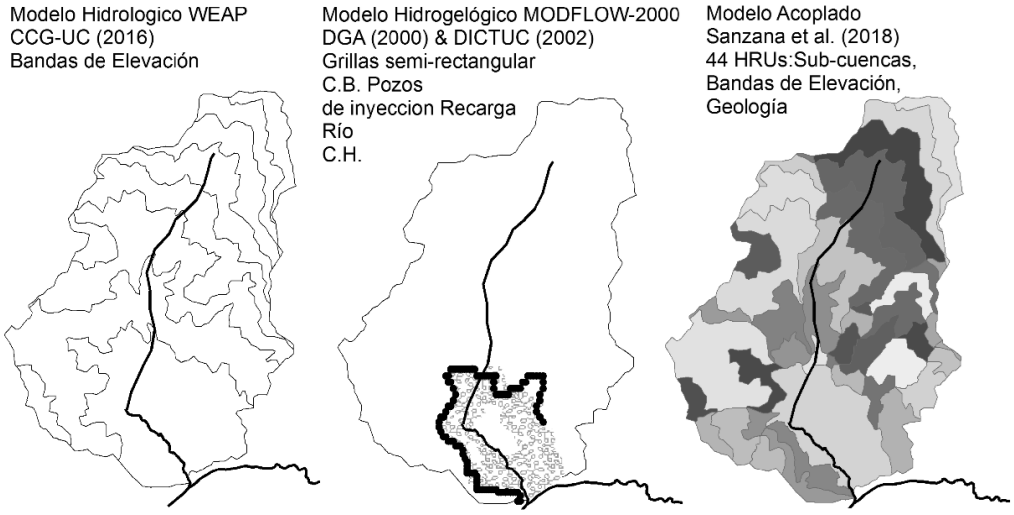


Figura 10.- Ejemplo de un esquema de preparación de segmentación espacial para el acople superficial y subterráneo

DESARROLLO DE UN SISTEMAS DE SOPORTE A LA DECISIÓN (SSD) EN LA CUENCA DE ZABADANI (SYRIA) Y BERRECHID (MARRUECOS) (Droubi et al., 2008)

El SSD consiste en tres componentes principales: una base de datos de proyectos, un modelo de flujo integrado y un software de evaluación y planificación de agua fácil de usar. Los componentes de modelización MODFLOW y WEAP se enlazaron en forma dinámica para cada paso de tiempo. MODFLOW calcula la altura del agua subterránea, el almacenamiento y el flujo, mientras que WEAP calcula la recarga de agua subterránea, la altura de agua en el río, la demanda de riego y los componentes restantes del balance hídrico. A través de la interfaz WEAP el usuario puede manipular las entradas y evaluar y comparar los resultados de varios escenarios actuales y futuros en el área objetivo, tales como: actividades humanas (crecimiento demográfico, urbanización, demanda interna), actividades agrícolas (uso de la tierra, tipos de cultivos, prácticas de riego), impactos climáticos (modelos de cambio climático, ciclos climáticos regionales), características de la red (pérdidas y límites del enlace de transmisión, características del campo de pozos y profundidades de los pozos), así como escenarios con recursos adicionales disponibles (i.e. recarga artificial, reutilización de aguas residuales). Los resultados se visualizan en forma de gráficos, mapas y tablas con información de carga hidráulica, balance de agua, etc., y apoyan el proceso de toma de decisiones considerando todas las partes interesadas. Este estudio fue aplicado para generación de archivos de enlace (linkage shape) y se utilizó el software ModflowToShape y el software GMS-6 como pre-procesador de MODFLOW 2000. En la Figura 11 se muestra un esquema del área de estudio y el sistema implementado.

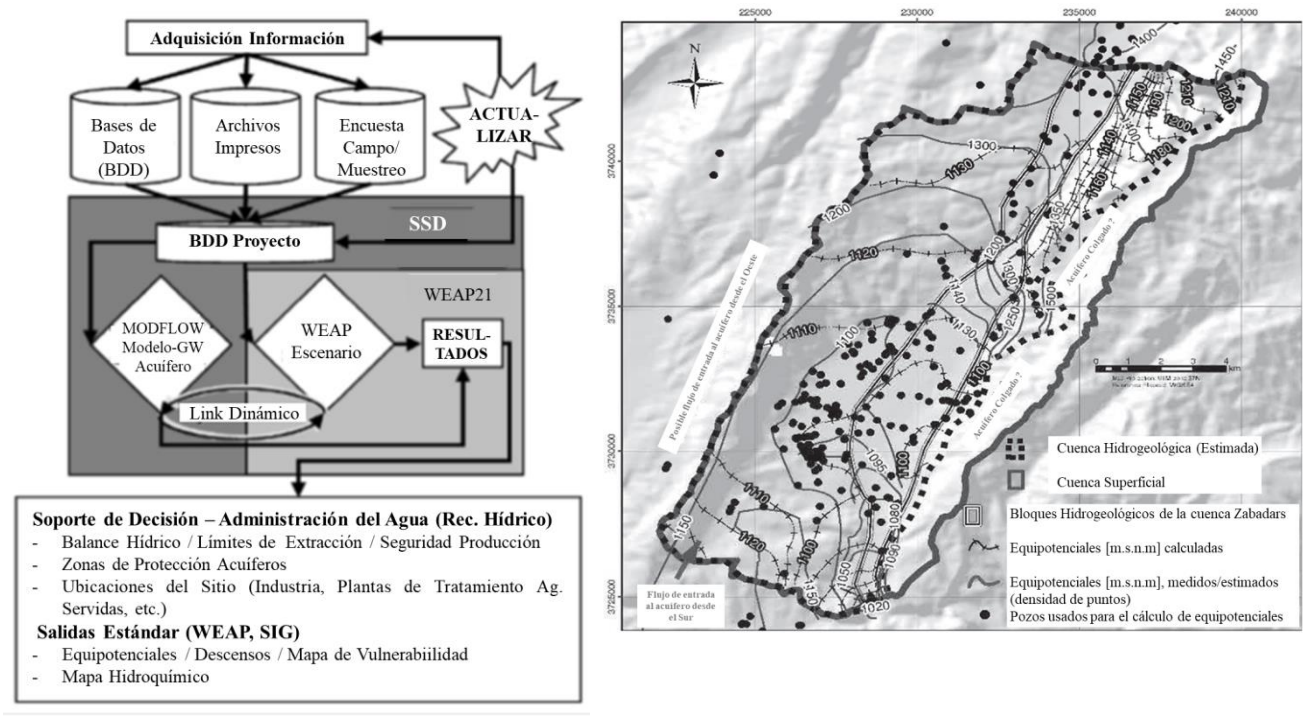


Figura 11.- Esquema del Sistemas de Soporte a la Decisión (SSD) implementado en la cuenca de Zabadani (Syria) (modificado a partir de Droubi et al., 2008).

CONCLUSIONES

El uso de herramientas hidroinformáticas en problemas complejos de ingeniería permite manejar un volumen mucho mayor de información, ampliar las capacidades de programas actuales y obtener resultados más realistas. Sin embargo se debe tener cuidado en los resultados a obtener de este tipo de modelos, ya que la cantidad de información que es procesada no es menor y se requiere especial cuidado con el control de las variables, tal como se recomienda en el trabajo presentado por Orphanópoulos y Dumoulin (2015). Para el desarrollo del presente trabajo se tomó el caso específico del acople de modelos superficial y subterráneos con los modelos WEAP y MODFLOW. En el caso de la integración de estos modelos se requiere de modelos previamente pre-calibrados y se aconseja que al momento de acoplar ambos modelos, la cantidad de modificaciones sea la menor posible (dependiendo de la calidad de los modelos previamente disponibles). Los intercambios de flujo en cada paso de tiempo son del siguiente tipo:

- WEAP=>MODFLOW: las recargas del acuífero, tasa de abstracción y alturas del río
- MODFLOW=>WEAP: Altura de nivel acuífero, volumen de almacenamiento, afloramientos o infiltración en tramos del río.

Normalmente los limites superficiales de cuencas no coinciden con los límites de acuíferos, por lo que desde el punto de vista de la segmentación espacial se recomienda proceder tal como se realizó en el caso del Estero Las Hualtatas (Sanzana et al., 2018). En este caso compatibilizaron los dominios espaciales del modelo superficial y subterráneo para generar un acople flexible. Una vez que se cuenta con la segmentación apropiada de ambos modelos se debe proceder a generar el enlace y el archivo georreferenciado (shape). Para llevar a cabo el Enlace SIG entre WEAP y MODFLOW se encuentra una variada gama de opciones, sin embargo la más recomendable corresponde la herramienta SIG especialmente desarrollada para esta tarea: LinkKitchen (bgr.bund.de).

En la actual implementación del modelo WEAP y MODFLOW existen limitaciones propias de la interfaz que permite vincularlos. Es por ello, que se pueden adoptar enfoques alternativos mediante el uso de librerías de programación que permitan dar solución a una gama más amplias de

problemas. Como fue el caso del desarrollo de las rutinas de *Analisis_Sensibilidad_KeyAssumptions.py* y *Analisis_Sensibilidad_Propiedades_MODFLOW.py*.

Finalmente, una de las principales limitaciones por mucho tiempo fue la posibilidad de sólo acoplar modelos subterráneos con la plataforma MODFLOW-2000, sin embargo en la actual versión de WEAP (disponible recién a partir de mayo 2018) es posible acoplar modelos mediante las plataformas WEAP-MODFLOW-2005 y WEAP-MODFLOW-NWT (weap21.org), lo que facilitará más aún el uso de modelos completamente integrados.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo se desarrolló en el marco del Proyecto MAPA (IDRC 107081-001) y del Proyecto ECOS-CONICYT C14U02. El trabajo presentado formó parte de la Tesis Doctoral financiada por las becas CONICYT PCHA/2014-21140685 y "Estadías en el Extranjeros para Alumnos de Doctorado" VRI-UC. También se reconoce el financiamiento de los Proyectos FONDECYT Nº1131131 y 1181506, FONDAP 15110020, FONDECYT 1181506 e IRSTEA-Lyon. Finalmente, Jorge Gironás también reconoce a FONDAP 15110017.

REFERENCIAS

Abbott, M. B. (1999). Journal of Hydroinformatics: overview of this first issue. Journal of Hydroinformatics, 1(1), 1-1.

Barron, O.V., Barr, A.D. and Donn, M.J., (2013). Effect of urbanisation on the water balance of a catchment with shallow groundwater. Journal of Hydrology, 485(Supplement C): 162-176.

Bergstrom, S. (1976). Development and application of a conceptual runoff model for Scandinavian catchments. SMHI Reports RHO, No. 7, Norrkoping.

Bhaskar, A.S., L. Beesley, M.J. Burns, T.D. Fletcher, P. Hamel, C.E. Oldham, y A.H. Roy (2016). Will it rise or will it fall? Managing the diverse effects of urbanization on base flow, Freshwater Science, 35(1), 293-310.

Branger, F., Braud, I., Debionne, S., Viallet, P., Dehotin, J., Henine, H., Nedelec, Y. and Anquetin, S., (2010). Towards multi-scale integrated hydrological models using the LIQUID® framework. Overview of the concepts and first application examples. Environmental Modelling & Software, 25(12), pp.1672-1681.

Braud, I., Fletcher, T.D., and Andrieu, H., (2013). Hydrology of peri-urban catchments: Processes and modelling. Journal of Hydrology. 485, 1-4.

CCG-UC, (2016). Maipo Adaptation Plan. Project developed by Pontifical Catholic University of Chile (PUC) with funding from Canadian's IDRC (N° IDRC 107081-001).

DGA-AC, (2000). Modelo de simulación hidrológico operacional cuencas de los ríos Maipo y Mapocho. Dirección General de Aguas. División de Estudios y Planificación, Ayala, Cabrera y Asociados Ingenieros Consultores Ltda.

Droubi, A., Al-Sibai, M., Abdallah, A., Zahra, S., Obeissi, M., Wolfer, J. and Schelkes, K. (2008). A Decision Support System (DSS) for Water Resources Management,–Design and Results from a Pilot Study in Syria. In Climatic changes and water resources in the Middle East and North Africa (pp. 199-225). Springer, Berlin, Heidelberg.

Flügel, W.A., (1995). Delineating hydrological response units by geographical information system analyses for regional hydrological modelling using PRMS/MMS in the drainage basin of the River Bröl, Germany. Hydrological Processes. 9(3-4), 423-436.

Harbaugh, A.W., Banta, E.R., Hill, M.C. and McDonald, M.G., (2000). MODFLOW-2000, The U. S. Geological Survey Modular Ground-Water Model-User Guide to Modularization Concepts and the Ground-Water Flow Process. Open-file Report. U. S. Geological Survey, (92), p.134.

Hobsbawn, E. (2012). Historia del Siglo XX. Historia del Mundo Contemporáneo. Editorial Crítica, Barcelona, pp. 516-550.

Hunter, Ch. , Gironás, J. , Bolster, D. , Karavitis, Ch. (2015). A Dynamic, Multivariate Sustainability Measure for Robust Analysis of Water Management under Climate and Demand Uncertainty in an Arid Environment. Water. 7. 5928-5958.
Leavesley, G., Markstrom, S., Restrepo, P., Viger, R., (2002). A modular approach to addressing model design, scale, and parameter estimation issues in distributed hydrological modelling. HydrologicalProcesses 16, 173-187.
Liang, X., D. P. Lettenmaier, E. F. Wood, and S. J. Burges, (1994). A Simple hydrologically Based Model of Land Surface Water and Energy Fluxes for GSMs, Journal of Geophysical Research: Atmospheres, 99(D7), 14,415-14,428.
Orphanópoulos D. y Dumoulin P., (2015). Metodología para exploración y explotación de resultados en modelos hidrológicos integrados. XXII Congreso Chileno de Ingeniería Hidráulica, Santiago, Chile.
Price, R. K. (2011).Urban hydroinformatics: data, models, and decision support for integrated urban water management. IWA publishing.
Rodriguez, F., Andrieu, H. & Morena, F. (2008). A distributed hydrological model for urbanized areas – model development and application to case studies, Journal of Hydrology, 351,pp. 268–287.
Sahuquillo A., Cassiraga E., Solera A. y Murillo J.M. (2010). Modelos de uso conjunto de aguassuperficiales y subterráneas. Instituto Geológico y Minero de España y Universidad Politécnica deValencia. 328 pp.
Sanzana P., (2018). Caracterización y Modelación de Procesos Hidrológicos en Cuencas Periurbanas del Piedemonte en la Ciudad de Santiago (Chile). Tesis para optar al grado de Doctor en Ciencias de la Ingeniería. Universidad Católica de Chile.
Sanzana, P., Gironás, Braud, I., J., Muñoz, J-F., Vicuña, S., Reyes-Paecke, S., De la Barrera, F., Branger, F., Rodriguez, F., Hitschfeld and N., Hormazabal, S. (2018). Impact of urban growth and high residential irrigation on streamflow and groundwater levels in a peri-urban semi-arid catchment. JAWRA (en revisión).
Yates, D., Purkey, D., Sieber, J., Huber-Lee, A., and Galbraith, H., (2005a). "WEAP21-A Demand-, Priority-, and Preference-Driven Water Planning Model: Part 2: Aiding Freshwater Ecosystem Service Evaluation." Water Int. 30(4), 501-512.
Yates, D., J. Sieber, D. Purkey, and A. Huber-Le, (2005b). "WEAP21—A demand-, priority-, and preference-driven water planning model: part 1: model characteristics." Water International 30, no. 4: 487-500.
Zambrano, M., Pagliero, L., Rojas, R. and Gangas. A. M. (2005). Modelación analítica, genérica e integrada de cuencas. Dirección General de Aguas. Reporte Técnico S.I.T. No 107, pp 178, Santiago, Chile, Agosto 2005.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

MODELIZACIÓN DE UN EVENTO DE LLUVIA TORRENCIAL PARA UNA CIUDAD DE MEDIA MONTAÑA ANDINA CON EL MODELO WRF

Joan Nathalie Suárez Hincapié*, Sergio Andrés Gutiérrez Zárate** y Jorge Julián Vélez Upegui***

Grupo de Trabajo Académico en Ingeniería Hidráulica y Ambiental, Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales, Colombia. jnsuarezh@unal.edu.co, sagutierrezz@unal.edu.co**, jjvelezu@unal.edu.co*

RESUMEN:

Este trabajo contiene los resultados de la modelización de un evento de lluvia torrencial presentado en la ciudad de Manizales en el año 2011 entre los días 17 y 19 de octubre que causo gran afectación a la población por dañar la estructura de conducción de su principal planta de potabilización. La herramienta utilizada para la modelización fue el modelo mesoescalar Weather Research and Forecasting Model WRF. Gracias a su programación, el modelo WRF es ampliamente configurable, lo que posibilito la búsqueda de una disposición de sus parámetros que se ajustarán a las condiciones reales y así verificar la capacidad que tiene este de simular eventos como el descrito. En este aspecto se consiguieron medidas de correlación cercanas al 40% en series de datos para variables como la lluvia y estadísticos básicos como la desviación y la varianza, con diferencias entre el 10% y el 20% de los datos simulados con respecto a los obtenidos en superficie

A través del proceso de simulación se ha observado y determinado la estrecha relación de variables como la presión atmosférica, la humedad relativa, la temperatura, entre otras con la precipitación. Además, se han obtenido los elementos para realizar un seguimiento espacial y temporal de dichas variables lo que permite determinar las condiciones previas y posteriores al evento estudiado, sirviendo esto como insumo de trabajos posteriores encaminados al pronóstico en el corto tiempo.

ABSTRACT:

This work contains the results of modeling of a torrential rain event presented in the city of Manizales in the year 201, between the 17th and the 19th of October, which caused great damage to the population by damaging the conduction structure of main water treatment plant. The tool used for the modeling was the mesoscale model “Weather Research and Forecasting Model WRF”.

Thanks to its programming, the WRF model is widely configurable, which made it possible to search for a disposition of its parameters that could adjust to the real conditions and thus verify the ability of the latter to simulate events such as the one studied in this document. Based on this aspect, correlation measures close to 40% were obtained in data series for variables such as rainfall and basic statistics such as deviation and variance, with differences between 10% and 20% of the simulated data with respect to those obtained on surface.

Through the simulation process, the close relationship of other variables such as atmospheric pressure, relative humidity, temperature, among others, with precipitation has been observed and determined. In addition, the elements have been obtained to perform a spatial and temporal monitoring of these variables, which allows determining the pre and post conditions of the studied event, thus approaching to have a prognosis in the short time.

PALABRAS CLAVES: Modelización numérica, Eventos de lluvia, Pronóstico.

INTRODUCCIÓN

Los importantes avances en las predicciones meteorológicas durante el último medio siglo han reportado grandes beneficios para la humanidad. Los pronósticos precisos salvan muchas vidas, mientras que las alertas tempranas -cuando están disponibles- mitigan las peores consecuencias de los fenómenos meteorológicos extremos. Las predicciones detalladas y precisas poseen un elevado valor económico, y existen numerosos estudios que ponen de manifiesto que los beneficios de las predicciones pesan mucho más que los costos derivados de las mismas (Lynch, 2010).

En el año 2011, la Ciudad de Manizales, Caldas- Colombia experimentó precipitaciones promedio muy por encima de los records históricos. Esto sobresaturó los terrenos de la escarpada zona andina donde está localizada la ciudad, provocando un número considerables de deslizamientos de tierra en la zona.

Estos deslizamientos afectaron las líneas de conducción de la planta de potabilización Luis Prieto, principal fuente abastecedora de agua potable para la ciudad, lo cual generó desabastecimiento efectivo del vital líquido a los habitantes de la ciudad por aproximadamente 20 días (Botero, 2012). Fue así, que entre el día 17 y 19 de octubre de 2011 sucedió el evento de lluvia, detonante definitivo de un movimiento en masa de aproximadamente 190000 m3 de suelo, que impactó contra uno de los tanques de distribución de la planta de tratamiento haciendo que se suspendiera el servicio de agua potable, hecho que se conjugó con una avalancha, producida por la crecida de dos corrientes hídricas de la zona, que arrasó las tuberías de 30” y 28” que conducen el agua tratada hacia la ciudad de Manizales.

ÁREA DE ESTUDIO

Desde hace muchos años se ha utilizado la expresión “cielo roto”, para referirse al encapotado y precipitado “cielo” de Manizales, que cambia abruptamente de tonalidades y densidades y riega con intempestiva fuerza sus laderas (Figura 1). Esta expresión cualitativa tan común enmarca esta ciudad, como un entorno bastante lluvioso (Pachón, 2011).

Figura 1.- Parque de Bolívar de la ciudad de Manizales en un día lluvioso.
Recuperado de Frontera Informativa, 2013.

La ciudad de Manizales es un municipio que se encuentra ubicado en el departamento de Caldas que a su vez se localiza en la zona centro occidente de Colombia. Manizales tiene un área total de 571,84 km2 de los cuales el área urbana es de 13,6 km2.

La ubicación espacial de la ciudad de Manizales coincide con una de las zonas más amenazadas del país, en donde se tiene en términos generales, un alto nivel de riesgo ocasionado principalmente por terremotos, erupciones volcánicas, deslizamientos de tierra, avalanchas e inundaciones (Carreño et al. 2007; Vélez U. et al. 2012).

Como ciudad de media montaña andina y por estar ubicada en la zona de influencia de la Zona de Confluencia Intertropical -ZCIT, presenta un clima ecuatorial de montaña, con un régimen de lluvia bimodal característico de la zona central andina, y un promedio anual de precipitación

alrededor de los 2000 mm (Cortés C. 2010), siendo las tasas de precipitación muy significativas, en promedio, el 70% de los días del año llueve (Pachón G. 2011). Esta situación favorece la formación de grandes masas de nubes y la presencia de fenómenos macroclimáticos como El Niño Oscilación del Sur (ENOS), que históricamente ha causado impactos de gran magnitud tanto en su fase cálida como en la fría (Poveda, 2004).

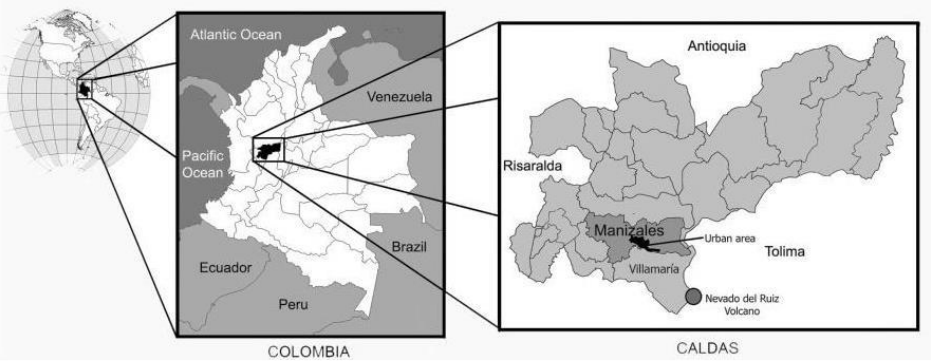


Figura 2.- Localización de la ciudad de Manizales, Caldas -Colombia.
Fuente: Elaboración propia.

Cabe mencionar que la ciudad está construida en su totalidad sobre terrenos de fuertes pendientes entre un 25 a un 45% en promedio, que aunado a la dinámica de la precipitación, se conviertan en los principales factores de riesgo asociados a fenómenos de deslizamientos, flujos de lodos, inundaciones, entre otros. Debido a esto, se han generado numerosos esfuerzos para comprender la dinámica de la lluvia, con diversos enfoques como el hidrológico, el climático, el ambiental, etc.

Figura 3.- Vista panorámica de la ciudad de Manizales.
Fuente: Empresa Metropolitana de Aseo (EMAS)

DESCRIPCIÓN DEL EVENTO DE ESTUDIO

El evento de lluvia en el cual se centra este estudio, se puede describir como un evento que se compone por 4 períodos con picos de lluvia bien definidos (ver Figura 4).

Figura 4.- Serie temporal del evento de precipitación estudiado.
Fuente: Elaboración propia.

El primer periodo comprende un intervalo de 5 horas entre las 16:00 horas y las 21:00 horas del 14 de octubre de 2011 con registro permanente de lluvia con un pico máximo horario de 17.53 mm y un total acumulado de 31.50 mm de lluvia. El segundo período, se registró en un intervalo de 9 horas entre las 19:00 horas del 15 de octubre y las 3:00 horas del 16 de octubre con un pico máximo horario de 10.41 mm y un total acumulado de 29.21 mm de lluvia. El tercer período, abarca un intervalo de 6 horas entre las 20:00 horas del 16 de octubre a las 1:00 horas de 17 de octubre con un pico de 16.26 mm y un total acumulado de 29.48 mm de precipitación registrada. A partir de esta fecha se empiezan a registrar las primeras alertas por movimientos en masa, ya que a las 21:00 horas del 17 de octubre, se desata el deslizamiento que afecta el tanque de almacenamiento y distribución de la planta de potabilización. El cuarto período de lluvia, comprende 12 horas de registro de precipitación, entre las 14:00 horas del 17 de octubre y las 1:00 horas del 18 de octubre con un pico horario de 5.33 mm precisamente a las 21:00, misma hora en que sucedió el primer deslizamiento importante. Finalmente, el 19 de octubre a las 10:30 horas sucedió el desprendimiento de suelo de mayor volumen, estimado en 138 mil metros cúbicos, el cuál determino la completa inutilización de la planta y la perdida de las conducciones con diámetros de 28'' y 30'' respectivamente.

El total acumulado de lluvia para un periodo de 6 días aproximadamente, en los que se dio el estado de emergencia fue de 134 mm aproximadamente que representa un 6.7 % de la lluvia anual acumulada en promedio, es decir, se registró para este caso la lluvia que debió distribuirse en 25 días aproximadamente.

Este evento suscitó un desabastecimiento que duro más de 10 días, con afectaciones económicas y sociales que aún se tratan de recuperar.

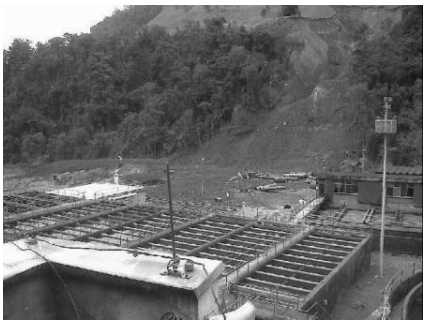


Figura 5.-Planta de tratamiento afectada por deslizamiento.
Recuperado de La Patria, 2011.

Figura 6.- Imagen de la intervención de las conducciones dañadas.
Recuperado de La Patria, 2011

MODELO NUMERICO WRF (WEATHER RESEARCH AND FORECASTING MODEL)

Descripción

El modelo WRF, se le considera un modelo climático para aplicaciones a nivel mesoescalar, esto quiere decir, que está programado para la simulación de condiciones de entre 1 a 12 horas, con extensiones horizontales entre 1 km a 100 km y alturas entre 1 km a 10 km.

Para la configuración del WRF, se debe realizar la definición de los dominios espaciales y temporales en los cuales se va a trabajar, posteriormente se define las condiciones que afectarán el desarrollo del cálculo numérico, que se hace con una serie de parametrizaciones.

Los resultados que arroja el modelo WRF son de tipo bidimensional (variables con sus diferentes valores que son distribuidos en un mismo plano horizontal y paralelo a la superficie del terreno) y tridimensional (variables con sus valores distribuidos a en dos planos uno horizontal y otro vertical).

Dominios y Resolución

En el aspecto geográfico, se definieron un dominio base y dos anidamientos sucesivos, así: El dominio base abarca la costa del pacífico colombiano y parte de la región central incluyendo la cordillera occidental y central, en un área aproximada de 143.775 km2, este dominio cuenta con una grilla de 71 por 81 celdas de 25 km por 25 km cada una, después le sigue el primer dominio anidado que abarca parte de los departamentos de Antioquia, Caldas, Risaralda y Choco con un área de observación de 88.330 km2, con una grilla de 121 por 146 celdas de 5 km por 5 km cada una, finalmente encontramos un segundo dominio anidado con un área de 11.616 km2 , que abarca los municipios del sur oriente de caldas, con una grilla de 121 por 96 celdas de 1 km por 1km cada una. En la figura siguiente se puede observar la ubicación y aspecto de los dominios de simulación.

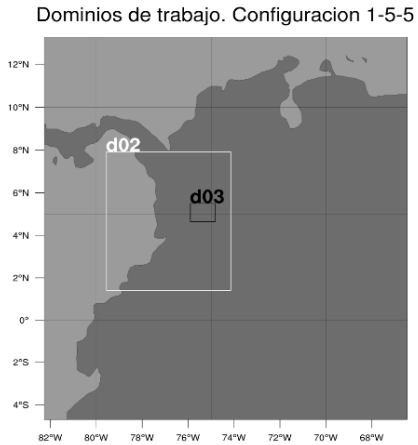


Figura 7.-Mapa que muestra los dominios de trabajo.
Fuente: elaboración propia.

Esta definición de múltiples dominios anidados permite el desarrollo de la técnica de downscaling, donde las condiciones y los cálculos de entrada son llevados desde resoluciones bajas a resoluciones cada vez más altas, con una mejor aproximación local.

Condiciones de iniciales y de frontera

La información topográfica fue obtenida de la base de mapas de la USGS. Los usos de suelo y condiciones de humedad superficial de las imágenes y datos del proyecto MODIS con resolución de 30 segundos de arco. La información de la condición inicial de la atmosfera se obtuvo a partir del modelo de circulación global CFS en su versión de reanálisis (CFRS) con una resolución de 0,5 grados, del cual se obtuvo variables como la SST (temperatura superficial del océano), condiciones de superficie y condiciones atmosféricas a diferentes alturas, con una entrega de datos cada 6 horas.

Hay que mencionar que la información atmosférica se distribuye en una grilla vertical de 42 niveles con un rango de altura de 16000 m.

Configuración de parámetrizaciones

Las parametrizaciones son esquemas y fórmulas previamente programas dentro del modelo, que permiten el control sobre las diferentes variables que intervienen en el cálculo numérico y la obtención de resultados. En la tabla 1 se muestra la configuración utilizada en este estudio:

Tabla 1.- Variables y esquemas de parametrización utilizadas en el modelo.

Estructura de Configuración							
Superficie Urbana	**Superficie de la tierra**	**Capa superficial**	**Cúmulos**	**Microfísica**	**Radiación de onda larga**	**Radiación de onda corta**	**Capa Límite**
UCM	LSM	Revised MM5 Scheme	Kain-Fritsch Scheme	WSM6	RRTM Longwave Scheme	Dudhia Shortwave Scheme	YSU

RED DE MONITOREO Y DATOS OBSERVADOS

La ciudad de Manizales en su perímetro urbano cuenta con una red de monitoreo de variables hidrometeorológicas compuesta por dieciséis (16) estaciones, de las cuales la Unidad de Gestión del Riesgo de la Alcaldía Municipal administra 13 estaciones meteorológicas y una (1) estación hidrometeorológica, ubicada sobre la quebrada San Luis y los cuales conforman la Red UGR las cuales fueron utilizadas para realizar la calibración del modelo WRF (ver **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**7). Las dos restantes son estaciones hidrometeorológicas que pertenecen a la Corporación Autónoma Regional de Caldas – CORPOCALDAS y monitorean la quebrada Manizales –Tesorito y la quebrada Olivares-Popal

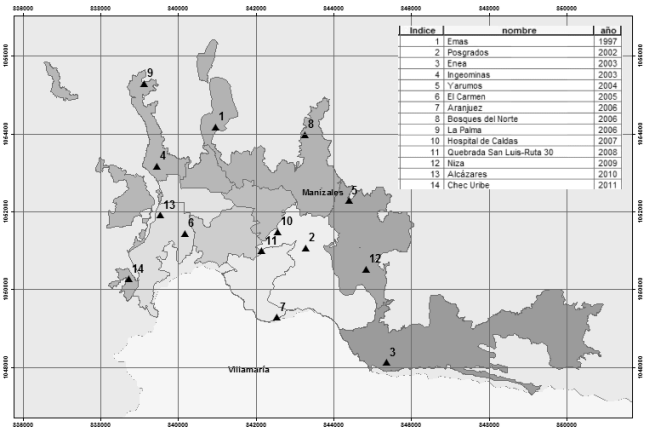


Figura 8.-Mapa que muestra la red de estaciones de monitoreo hidrometeorológico.
Fuente: elaboración propia.

ANÁLISIS, RESULTADOS Y CONCLUSIONES

Período de simulación

Para desarrollar el proceso de simulación, se escogió un período de tiempo que cubriera el evento de lluvia mencionado y que permitiera una estabilización numérica del modelo. En los modelos numéricos desarrollados para el estudio de la meteorología y el clima, encontramos un efecto descrito como el "efecto mariposa", esto significa, que pequeños cambios en las condiciones iniciales, representan grandes variaciones en la medida en la que la simulación se extiende en el tiempo, por esto, los errores implícitos en la resolución de las ecuaciones que controlan los diferentes aspectos, se multiplican de forma exponencial a lo largo de la simulación.

Con lo descrito anteriormente se entiende y es recomendación generalizada que los períodos de simulación deben ser de corta duración, para este trabajo se optó por una ejecución de 7 días, entre el 13 de octubre como fecha inicial y el 20 de octubre como fecha de finalización, con entrega de resultados por parte del modelo cada 6 horas para el dominio 1 el de más baja resolución, de 3 horas para el dominio 2 anidado y de 1 hora para el dominio 3 anidado, de más alta resolución.

Desempeño del modelo

Para evaluar el desempeño del modelo, se realizaron diferentes medidas estadísticas entre las variables tanto observadas como simuladas. Entre los cálculos, se verificaron las medias, desviaciones, correlaciones tanto de datos observados como simulados. Se muestra a continuación los resultados obtenidos, a través de diagramas de Taylor, que permiten observar de una forma clara cómo se comporta el modelo para cinco estaciones que sirven para caracterizar las condiciones de la meteorología de la ciudad. Como comentario adicional, hay que decir que estos diagramas son modificados, ya que usan una desviación estandarizada lo que permitió obtener una gráfica con múltiples variables sin importar su magnitud o unidades de medida (ver Figura 8).

Los diagramas revelan un buen desempeño del modelo frente a la simulación de la precipitación, principal variable estudiada en este trabajo, con correlaciones entre el 39% y el 42% y RMSE entre 1.0 y 2.0. También se puede observar que en variables como la temperatura, el modelo se acerca a las condiciones reales en rangos entre el 70% y el 80% de correlación y RMSE por debajo de 1.0 en muchos de los casos. Cabe resaltar también que en las demás variables observadas (velocidad del viento, presión barométrica y humedad relativa) el comportamiento de los datos simulados presenta diferencias en las diferentes ubicaciones, esto se debe a que las condiciones de topografía y los usos de suelo, son características de la zona de estudio, que son difíciles de replicar en el modelo numérico por el tipo de información de entrada utilizado.

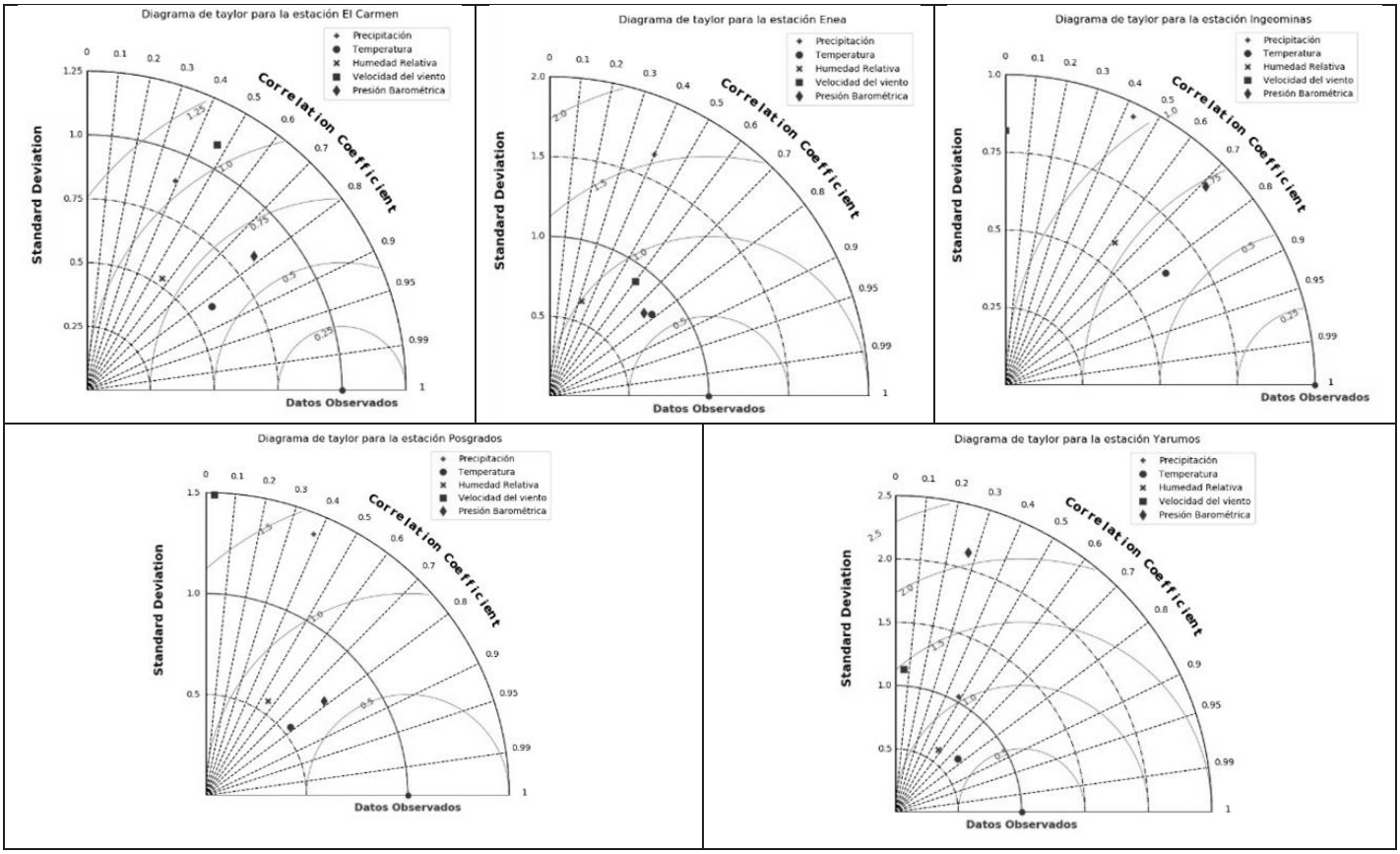


Figura 9.-Diagramas de Taylor para los datos simulados de las estaciones: El Carmen, Enea, Ingeominas, Posgrados y Yarumos.
Fuente: elaboración propia.

Como complemento al análisis estadístico de los datos, se realizó una comparación visual de las series, tanto observadas como simuladas, para tener más claridad en las deficiencias que pudo

mostrar el modelo a lo largo de la simulación. En las Figuras 10, 11, 12 se muestran las comparaciones de las series de datos de las diferentes variables observadas para las estaciones mencionadas con anterioridad:

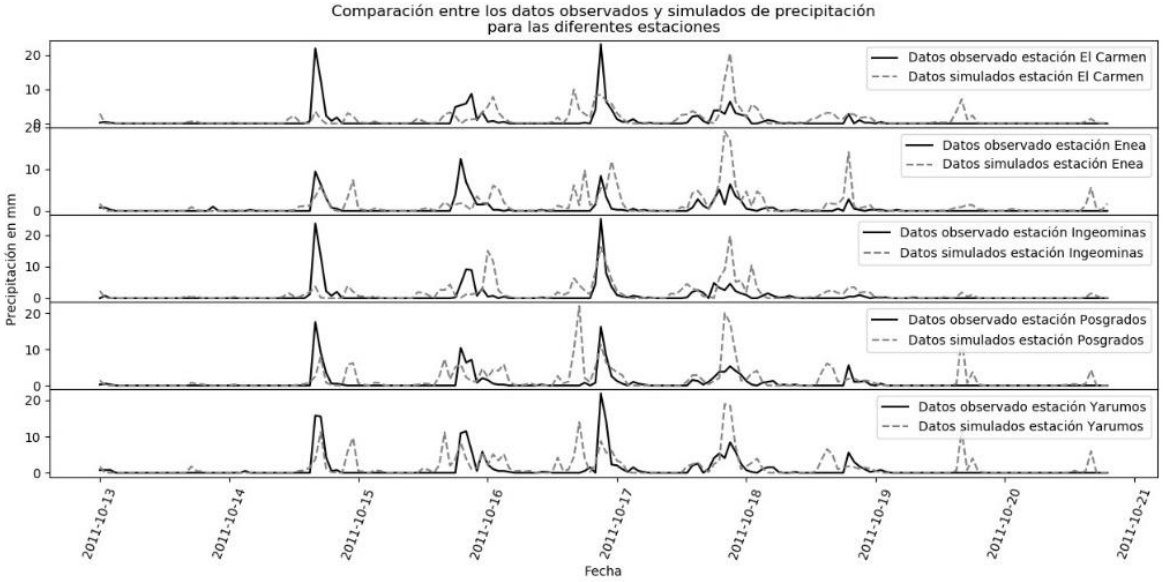


Figura 10.-Series de precipitación con los datos observados y simulados para las diferentes estaciones. Fuente: elaboración propia.

Las series de precipitación, muestran como el modelo sigue las tendencias de los picos de lluvias registrados, aunque hay disparidad en la magnitud de algunos de ellos. Se puede concluir, que el modelo presenta una capacidad significativa para pronosticar la dinámica de este tipo de eventos.

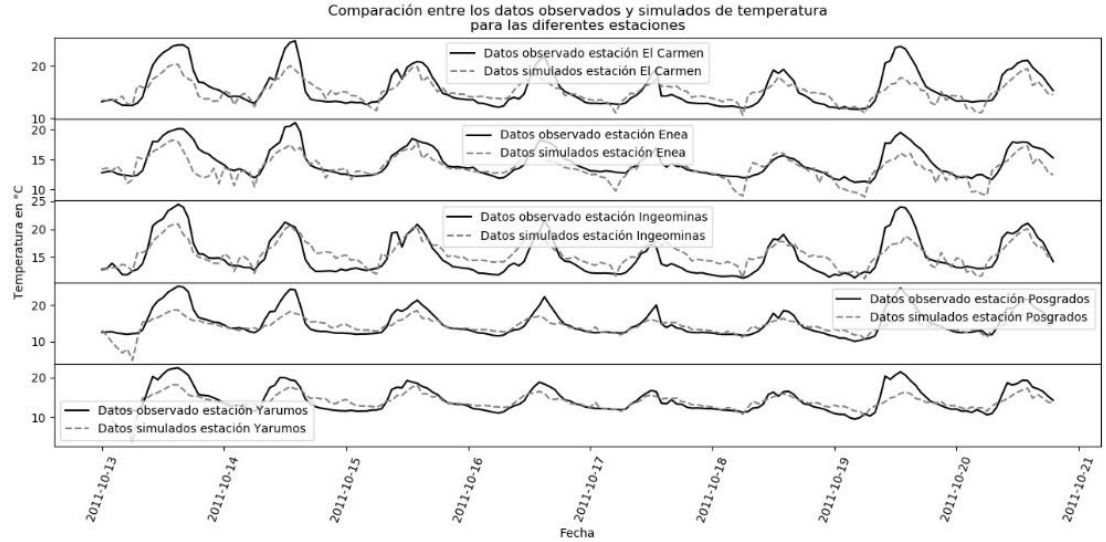


Figura 11.-Series de temperatura con los datos observados y simulados para las diferentes estaciones. Fuente: elaboración propia.

La Figura 11, muestra como la temperatura es la variable que mejor ajusta en el modelo, consiguiendo seguir el perfil de los datos registrados por las estaciones. Esto se esperaba, ya que esta variable en la mayoría de los modelos, presenta las mejores relaciones de ajuste y pronóstico.

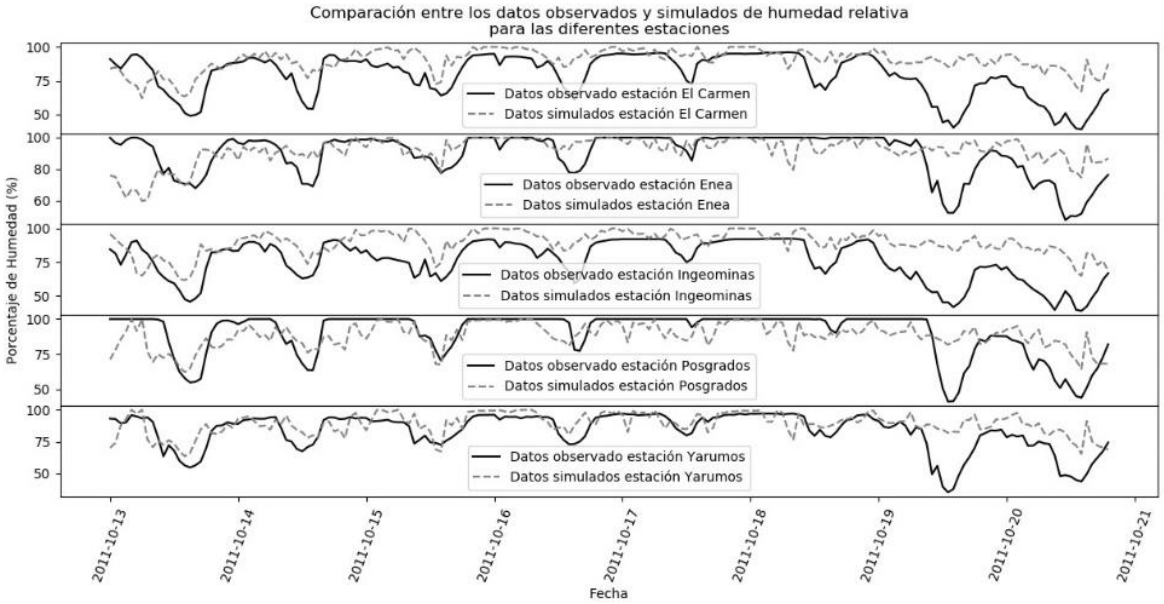
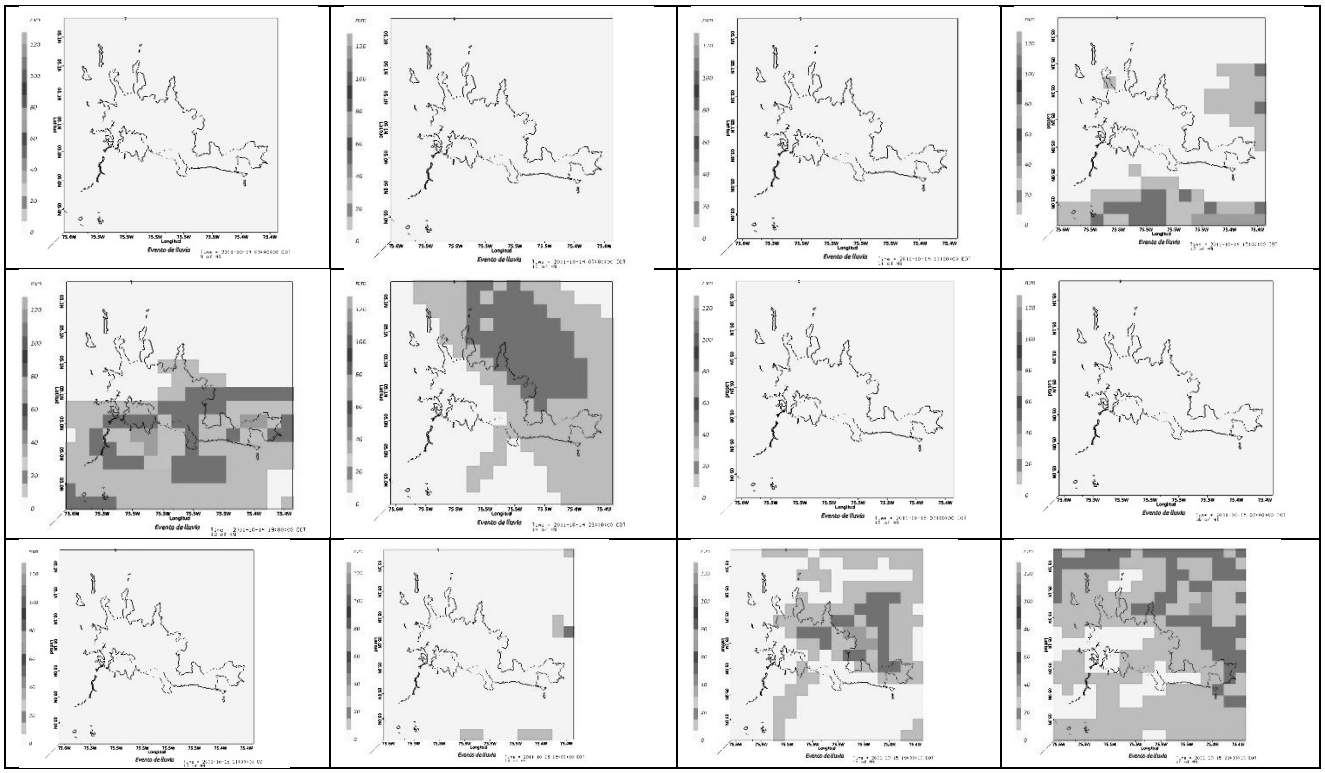


Figura 12.-Series de humedad relativa con los datos observados y simulados para las diferentes estaciones. Fuente: elaboración propia.

La Figura 12, muestra las series de humedad relativa, que al igual que la temperatura, se convierte en una variable con buen ajuste de los resultados del modelo con respecto a los observados.

Seguimiento espacial del evento de lluvia

Gracias a la posibilidad de generar mapas con la información resultado de la utilización del modelo, mediante herramientas de visualización y de información geográfica se ha generado un juego de ellos que permitió visualizar la evolución del evento de lluvia a través del tiempo y del espacio. En la Figura 12, se puede ver como se comportó la lluvia a lo largo de los días 14 al 19 de octubre, núcleo de este estudio:



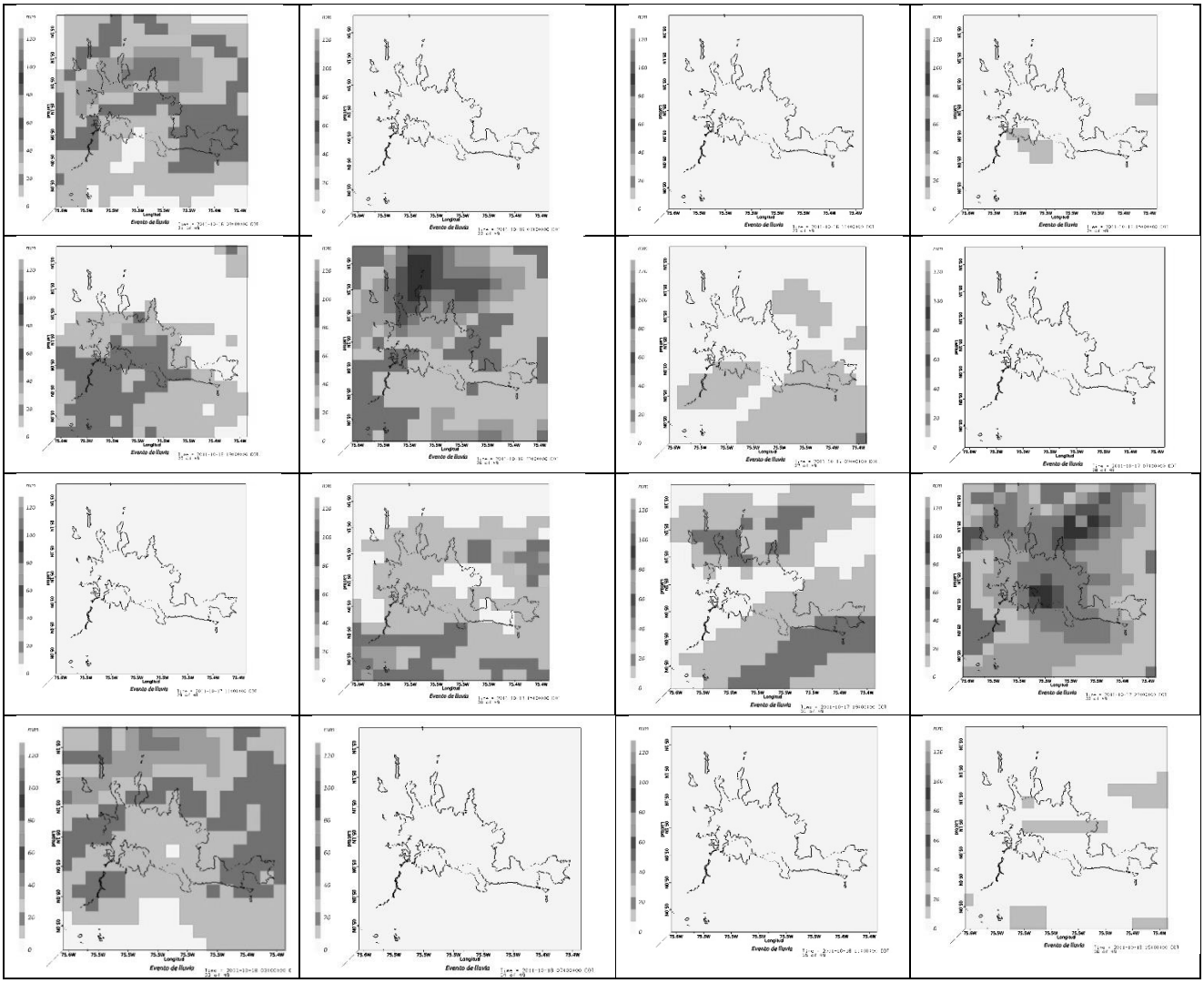


Figura 13.-Evolución temporal de la precipitación para el evento de estudio.
Fuente: elaboración propia.

El mosaico de mapas anterior corresponde a intervalos de 4 horas comenzando el 14 de octubre a la 3:00 horas y finalizando el 18 de octubre a las 15:00 horas, en él se puede observar los 4 picos de lluvia mencionados en la descripción del evento, también se nota que no hay una dirección predominante de entrada de la tormenta ya que algunas fases llegan desde el sur occidente y otras desde el nororiente. A través de estos mapas, también se puede estimar que la lluvia no se distribuye de forma homogénea en la zona de observación y válida observaciones anteriores sobre la sectorización de la precipitación.

DISCUSIÓN Y TRABAJOS FUTUROS

Este trabajo hace parte de un acercamiento inicial a la modelación numérica de las condiciones meteorológicas de una ciudad como Manizales, cuya necesidad de entender las dinámicas propias de los fenómenos asociados a estas condiciones permitirán en el futuro la mitigación efectiva de los riesgos subyacentes a los eventos de gran magnitud, todo esto referido al clima, que pueda darse en su territorio.

La tarea que se propone fundamentalmente, es encontrar herramientas efectivas que permitan la toma de decisiones, esto se logra a través de una correcta comunicación de la información y una visualización simple de esta. Ya que los parámetros técnicos, deben ser llevados a terrenos donde todas las personas de la comunidad comprendan las situaciones que los afectan y

puedan elaborar planes de acción, en pos de mejorar y suprimir las condiciones de vulnerabilidad y riesgo.

En el caso de este estudio, se han encontrado una serie de dificultades por la capacidad computacional que requiere este tipo de metodologías de investigación, pero que se han podido suplir gracias a convenios interadministrativos y la colaboración estrecha entre múltiples disciplinas del conocimiento.

En el futuro se espera tener un modelo mucho más refinado y consistente, que permita dar el gran salto hacia el campo del pronóstico y generar así alertas tempranas.

REFERENCIAS

Ayoade, J.O. (1973). "Introduction to Climatologic for the Tropics". *John Wiley and Sons, Chichester*. Lancaster United Kingdom.

Botero, J. (2012). Recuperado de http://www.jbbingenieria.com/

Cardoso, R., Soares, P., Miranda, P., & Belo-Pereira, M. (2012). "WRF high resolution simulation of Iberian mean and extreme precipitation climate". In: *International Journal of Climatology.* Vol. 33/11 (sept. 2013; p. 2591-2608).

Cortés, A.C. (2010). "Análisis de la variabilidad espacial y temporal de la precipitación en una ciudad de media montaña andina. Caso de estudio: Manizales". *Maestría thesis Universidad Nacional de Colombia, Manizales, Colombia*

Department of Civil and Environmental Engineering, 2016. "The Weather Research and Forecasting (WRF) Model". [Online] http://bioearth.wsu.edu/ wrf_model.html / (Accessed: May 21, 2016)

Frontera Informativa (2013). "Reporte de lluvias en Manizales y recomendaciones ante alerta amarilla de dengue en Caldas". Retrieved November 21, 2016, recuperado de https://fronterainformativa.wordpress.com/2013/03/20/reporte-de-lluvias-en-manizales-y-recomendaciones-ante-alerta-amarilla-de-dengue-en-caldas/

Lynch, P. (2010). "Predicción del tiempo y del clima: crónica de una revolución.", 59(2), 75-78.

Pachón, J. (2011). "Distribución de la lluvia en Manizales". Boletín ambiental. *Instituto de Estudios Ambiental IDEA.* Universidad Nacional de Colombia, Sede Manizales, 93, 11.

Vélez, J.J., Duque, N., Mejía, F., and Orozco, M. (2012). "Red de monitoreo Climático para dar apoyo a la prevención y atención de desastres en Manizales, Colombia." *III – Congreso de Meteorología Tropical,* mayo 14-18, La Habana, Cuba.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

EVALUACIÓN HIDROLÓGICA DE LA TÉCNICA DE REDUCCIÓN DE ESCALA CSD (CHAOTIC STATISTICAL DOWNSCALING) EN LA CUENCA DEL RÍO BOGOTÁ

Freddy Duarte[1], Gerald Corzo[2], Germán Santos[3], Oscar Hernández[4]

1. Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, Bogotá – Colombia, freddy.duarte@escuelaing.edu.co
2. IHE Delft Institute for Water Education, Delft - The Netherlands, g.corzo@unesco-ihe.org
3. Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, Bogotá - Colombia. german.santos@escuelaing.edu.co
4. The University of Iowa, Iowa City - United States, oscar-hernandezmurcia@uiowa.edu

RESUMEN:

En este documento se presenta la estimación futura del recurso hídrico en la cuenca del rio Bogotá, mediante la utilización de herramientas que permitan establecer escenarios posibles de cambio climático, aplicando una nueva técnica de reducción de escala estadística basada en conceptos de dinámica no lineal como el caos determinístico y la sincronización de sistemas dinámicos, siendo necesario validar los resultados de esta técnica de reducción de escala, dada la complejidad dinámica del sistema climático; realizando una evaluación y comparación de los resultados de la técnica de reducción de escala CSD (Chaotic Statstical Downscaling) mediante su aplicación a la Cuenca del rio Bogotá utilizando estaciones climatológicas locales en conjunto con los resultados del modelo MPI-ESM-MR bajo el escenario RCP8.5 con ayuda del modelo hidrológico de tanques de Sugawara, obteniendo incrementos en la precipitación del 6 al 20% y cambios en los caudales del -10 al 31 % a finales del siglo respecto al periodo histórico de referencia.

ABSTRACT:

This document show the future estimation of the hydric resource in the Bogotá river basin, by using tools that allow the establishment of possible scenarios of climate change, applying a new statistical downscaling method based on concepts of non-linear dynamics as deterministic chaos and synchronization of dynamical systems, being necessary to validate the results of the downscaling technique ,given the complexity dynamic of the climatic system; performing an evaluation and comparison of the results of the CSD method (Chaotic Statstical Downscaling) through its application to the Bogotá River Basin using local climatological stations in conjunction with the results of the MPI-ESM-MR model with the RCP8.5 scenario applying the hydrological model of Sugawara, obtaining increments in the precipitation of 6 to 20% and changes in the river flows from -10 to 31% at the end of the century compared to the historical period of reference..

PALABRAS CLAVES: Hidrología, Reducción de escala, Caos

INTRODUCCIÓN

Debido a las preocupaciones globales del incremento de eventos extremos se ha visto un aumento en el desarrollo de modelos climáticos globales. El manejo y planeación de los recursos hídricos en diferentes partes del mundo ha llegado al nivel de requerir el análisis de posibles cambios en la climatología de la región. Diferentes organizaciones internacionales están periódicamente publicando libremente los resultados de información de escenarios posibles de cambio climático. En este sentido nuevos retos se han presentado para poder usar esta información a nivel de cuenca, no solo el concepto de información a escala de grillas, sino también como transformar esta información a escala de cuenca. Diferentes técnicas existen en esta área, desde modelos físicos, hasta modelos estocásticos, como se observa en Corzo, G. et al (2009), entre las técnicas más utilizadas se resaltan: ANN (Artificial Neuronal Network), SDSM (Statistical Downscaling Model), ADC (Advanced Delta Change Method) y WRF (The Weather Research and Forecast model).

La complejidad de la transformación de datos de fenómenos de precipitación entre diferentes escalas espaciales y temporales ha motivado recientemente el desarrollo de nuevas técnicas avanzadas de análisis que puede ser exitosas. Sin embargo, considerando que los sistemas climáticos y sus procesos dinámicos asociados son esencialmente no lineales, y posiblemente caóticos, la efectividad de estas técnicas puede ser limitada y dificulta la estimación determinística de la precipitación obtenida desde los GCM para modelaciones hidrológicas Sivakumar, B. (2010). Aunado a esto, es claro que ninguna de las técnicas actuales realmente logra capturar la transformación de datos de una manera precisa y acertada.

El análisis de caos en las series de tiempo se ha desarrollado en diferentes áreas de estudio, siendo utilizado ampliamente en pronósticos de series de tiempo y permitiendo la creación de modelos caóticos predictivos, como los presentados en Hernández, O. (2009). En este estudio presentamos una metodología que se basa en la teoría de caos y que propone la determinación de la transformación de datos desde el punto de vista de la dinámica no linear.

MATERIALES Y METODOS

1. Caso de estudio

La Cuenca del Río Bogotá está localizada en la parte central de Colombia en Suramérica, específicamente en el departamento de Cundinamarca, siendo una importante sub-cuenca de la cuenca mayor del rio Magdalena. Tiene una superficie total de 5891.43 km^2 que corresponden a cerca del 32% del total de la superficie del municipio. En la Figura 1 se presenta la ubicación general de la Cuenca del Rio Bogotá. El régimen hidrológico del río en su cauce principal es bimodal, con temporadas húmedas entre marzo-mayo y septiembre-noviembre, y temporadas secas entre diciembre-febrero y junio-agosto.

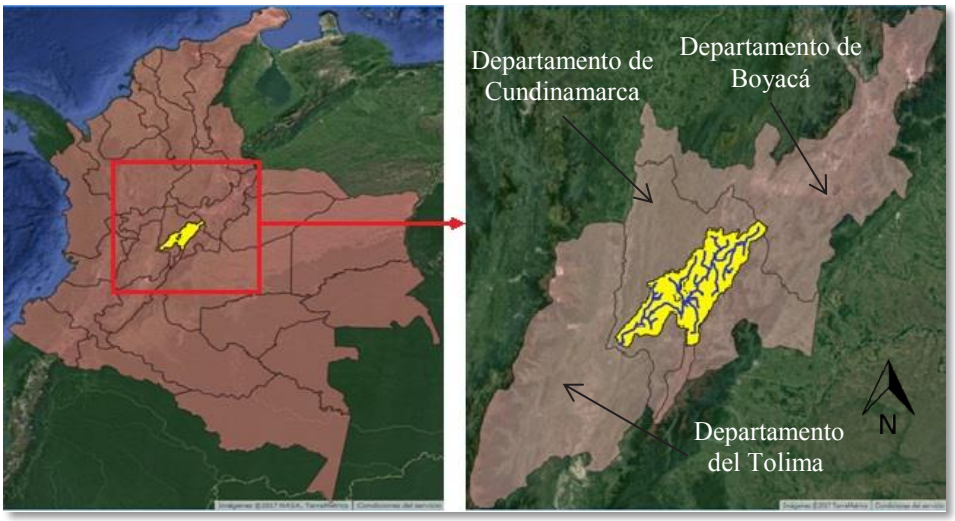


Figura 1.- Localización de la cuenca en el país (izquierda) y localización en el departamento (derecha).

Como datos de caudales observados se seleccionaron 9 estaciones limnimetricas de la CAR (Corporación Autónoma Regional de Cundinamarca) a nivel diario para el año 2014 en diversos puntos de la cuenca, como se presenta en la Figura 2, con valores promedios de caudal de 9.626 m^3/s , una desviación estándar promedio de 3.779 m^3/s, un valor mínimo promedio de 3.396 m^3/s y un valor máximo promedio de 32.960 m^3/s

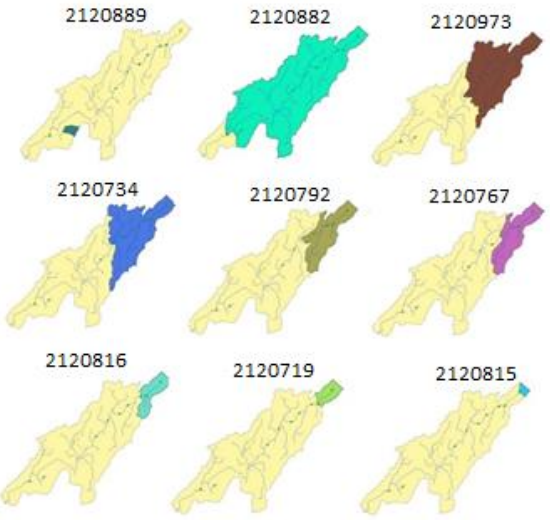


Figura 2.- Áreas de drenaje para las 9 estaciones limnimetricas de la CAR seleccionadas

Para la información climática local, 46 estaciones pluviograficas del IDEAM (Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales, Colombia) fueron seleccionadas para su uso en el periodo comprendido de 1958 a 2016, como es presentado en la Figura 3, observando que existen en promedio 12239 datos de precipitación diaria por estación, para su uso como predictor, con un valor medio promedio de 2.76 mm, una desviación estándar promedio de 6.69 mm y un valor máximo promedio de 105.54 mm.

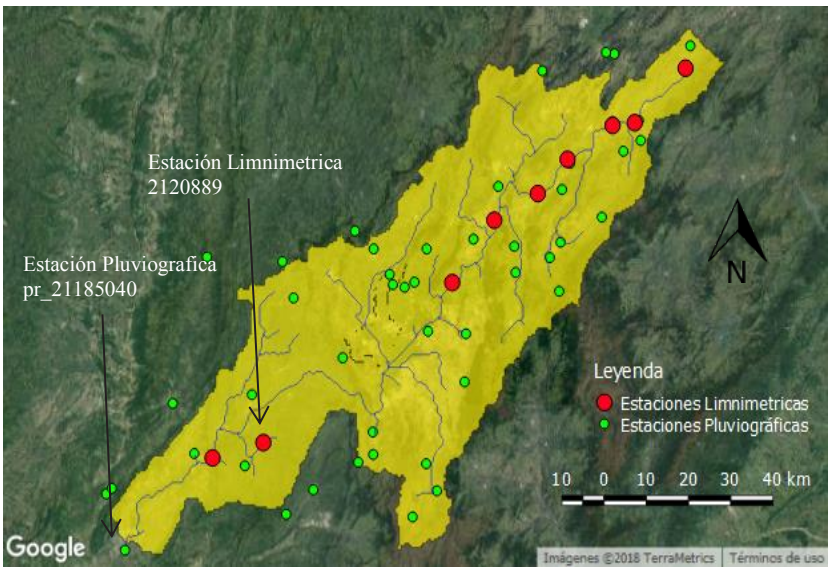


Figura 3.- Estaciones pluviograficas y limnimetricas seleccionadas para la técnica de reducción de escala y la evaluación hidrológica.

Así mismo, fueron seleccionadas 11 estaciones del IDEAM con registros de evaporación para su uso en el periodo de 1978 a 2016, observando que existen en promedio 14092 datos de evaporación a nivel diario por estación, para su uso como predictor y como dato de entrada al modelo hidrológico, con un valor medio promedio de 3.44 mm, una desviación estándar promedio de 1.58 mm y un valor máximo promedio de 24.69 mm. En la Figura 4 se presenta la ubicación general de las estaciones climatológicas seleccionadas.

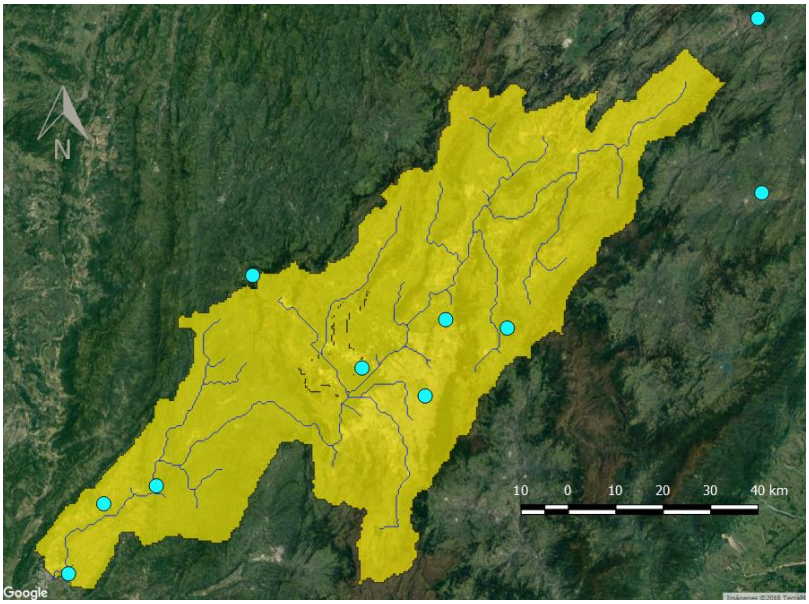


Figura 4.- Localización de las estaciones climatológicas en la cuenca.

Se utilizo como modelo climático global el MPI-ESM-MR del instituto meteorológico Max Planck Institute bajo la primera realización histórica (1850-2005) y con el escenario RCP8.5 (2006-2100) en su primera realización a nivel diario para un total de 91676 datos, basado en el informe de Angarita, (2014), en el que se concluye que este modelo refleja adecuadamente la mayoría de los patrones de estado del tiempo local para la región de estudio, en total fueron utilizadas dos celdas del modelo para precipitación con un valor promedio de 5.13 mm, una desviación estándar promedio de 6.12mm y un valor máximo promedio de 45.82mm.

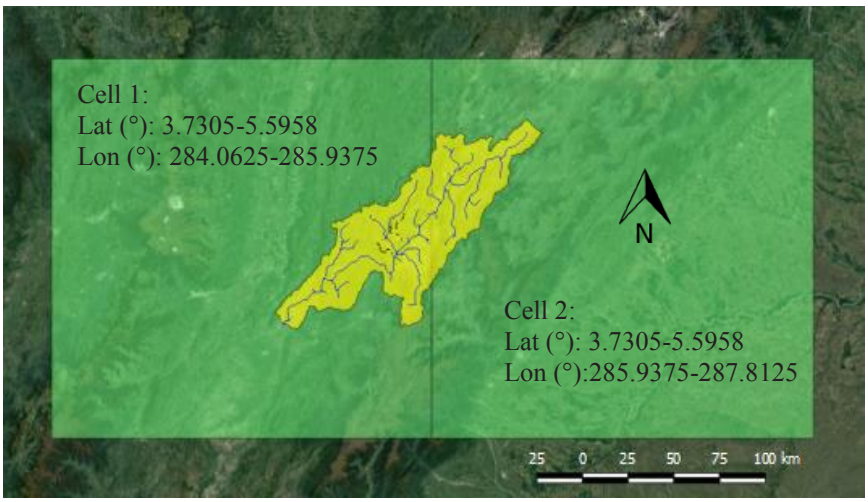


Figura 5. Celdas del modelo climático MPI-ESM-MR en la cuenca del río Bogotá
Sistema Coordenado de Referencia: WGS-84

Debido a que el modelo hidrológico requiere datos diarios de evaporación, se hizo necesario utilizar la ecuación modificada de Hargreaves presentada en Droogers and Allen, (2002), cuya formula se presenta en la Ecuación 1, utilizando los valores de temperaturas diarias mínimas y máximas suministrados por el modelo climático, ya que el modelo seleccionado no presenta como resultado el valor de la evaporación, siendo esta fórmula utilizada en el estudio climatológico presentado por Philip, Arthur, & Droogers, (2014), realizado en la cuenca del rio Magdalena en el año 2014. En la Tabla 1 se presentan las estadísticas principales de los resultados de temperatura mínima diaria y temperatura máxima diaria para el modelo MPI-ESM-MR.

$$ET_o = 0.0025 * 0.408 * Ra * \left(\frac{T_{max}+T_{min}}{2} + 16.8\right) * (T_{max} - T_{min})^{0.5} \quad [1]$$

Tabla 1. Estadísticas de la temperatura mínima diaria y la temperatura máxima diaria para el modelo MPI-ESM-MR en el sitio de estudio

Estadistica	Temperatura diaria mínima (°C)	Temperatura diaria máxima (°C)
Promedio	19.003	27.192
Mínimo	11.073	16.759
Máximo	28.535	38.599
Desviación Estándar	2.309	3.092

2. Técnica de reducción de escala CSD

La técnica de reducción de escala CSD (Chaotic Statistical Downscaling) es un nuevo método de reducción de escala estadística el cual reconstruye el espacio de fase del sistema dinámico para ambas series de tiempo (estaciones climáticas y resultados del modelo climático global) mediante el método de los retardos (en inglés Method of Time-Delay), donde se evalúa la presencia de caos determinístico para diferentes intervalos de acumulación de las variables climatológicas mediante el cálculo del exponente de Lyapunov para cada sistema dinámico. Posteriormente, se crea un modelo predictivo basado en la sincronización general entre dos sistemas dinámicos y la función del parámetro μ de los vecinos falsos mutuos más próximos, un esquema general de este método se presenta en la Figura 6.

En el proceso de validación del método de reducción de escala CSD, se utilizó una amplia variedad de técnicas de reducción de escala estadística para la variable precipitación en la cuenca del río Bogotá, para un total de 16 técnicas, en las que se incluyen: CSD, k-NN Bootstrapping, método del factor de cambio, métodos análogos, métodos generadores de clima, métodos de tipo meteorológico y métodos lineales generalizados, la mayoría de los métodos están incluidos en Cofiño, A. (2013).

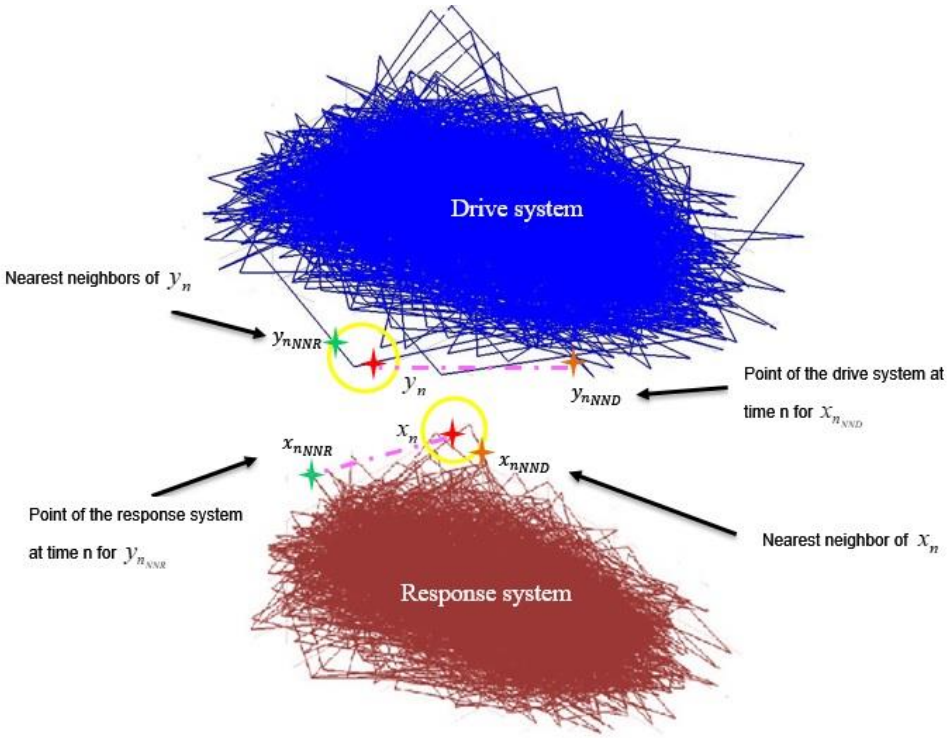


Figura 6.- Comparación del espacio de fase de la serie de tiempo de precipitación de la primera celda GCM de la cuenca del río Bogotá para acumulaciones de 1 día (izquierda) y 30 días (derecha).

3. Modelo Hidrológico

El modelo hidrológico aplicado en la cuenca del Rio Bogotá corresponde al desarrollado por Sugawara en 1967, también conocido como modelo de tanques. Para este modelo de 4 tanques, la precipitación es colocada en el tanque superior y la evaporación es sustraída individualmente de cada tanque a medida que se acaba el agua del tanque superior. Las salidas laterales de los tanques corresponden a las diferentes escorrentías (superficial, intermedio, sub-base y base), tal como se ilustra en la Figura 4.

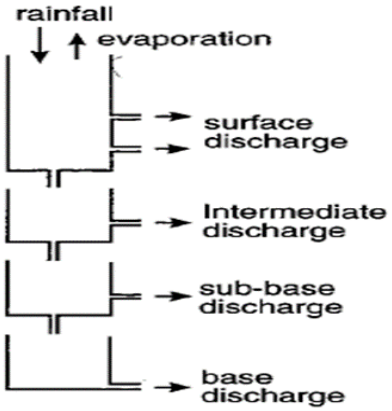


Figura 7.- Representación esquemática del modelo de tanques. Tomada de Shrimali N. (2015).

Para este modelo, los datos de entrada de precipitación y evaporación correspondieron a los resultados obtenidos del modelo CSD, y los parámetros de los tanques fueron supuestos y posteriormente corregidos mediante un proceso de calibración. Para este modelo, la precipitación es colocada en el tanque superior y la evaporación es sustraída individualmente de cada tanque a medida que se acaba el agua del tanque superior. Las salidas laterales de los tanques corresponden a las diferentes escorrentías (superficial, intermedio, sub-base y base).

4. Calibración y validación de los modelos

Para la evaluación de la presencia de caos determinístico en las series de tiempo de la cuenca del rio Bogotá se utilizaron los siguientes intervalos de acumulación de la precipitación y de la evaporación: 3 días, 5 días, 7 días, 10 días, 15 días y 30 días. Así mismo se utilizaron las siguientes fechas de calibración, validación y aplicación de la técnica de reducción de escala, en la Figura 8 se presenta la validación del modelo para precipitación y evaporación:

Precipitación:

- **Calibración:** 1 de febrero de 1958 al 31 de diciembre de 2005.
- **Validación:** 1 de enero de 2006 al 31 de agosto de 2016.
- **Aplicación:** 1 de septiembre de 2016 al 31 de diciembre de 2100.
-

Evaporación:

- **Calibración:** 1 de enero de 1978 al 31 de diciembre de 2005.
- **Validación:** 1 de enero de 2006 al 31 de julio de 2016.
- **Aplicación:** 1 de agosto de 2016 al 31 de diciembre de 2100.

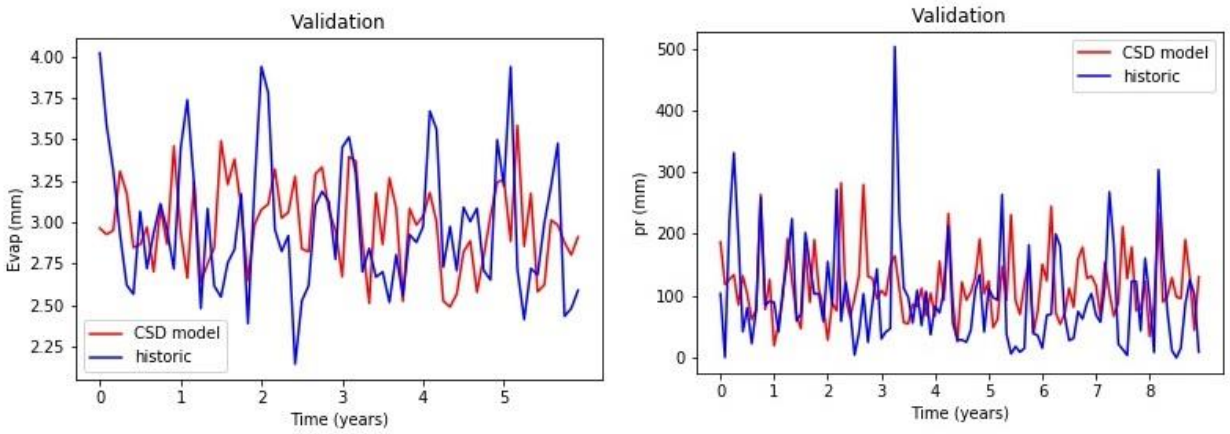


Figura 8. Validación de los resultados de la técnica de reducción de escala CSD para evaporación (izquierda) y precipitación (derecha) de las estaciones 21206050 y pr_21185040 respectivamente

Para el proceso de calibración del modelo hidrológico, adicional a las estaciones presentadas de la Corporación Autónoma Regional de Cundinamarca (CAR) fue utilizada la estación limnimetrica del IDEAM 21207960, con registros históricos de 1973 a 2015 con la finalidad de mejorar los resultados obtenidos del proceso de calibración y validación del modelo hidrológico para los siguientes 6 parámetros:

- Coeficientes de descarga del tanque superior (k1 y k2)
- Coeficiente de percolación del tanque inferior (k3)
- Coeficiente de descarga del tanque inferior (k4)
- Mayor posición de descarga en cada tanque (d1 y d2)

El de calibración fue realizado mediante el algoritmo GODLIKE (Global Optimum Determination by Linking and Interchanging Kindred Evaluators), desarrollado por Vandekerckhove y Oldenhuis, (2006- 2009), el cual es un intento por generalizar y mejorar la robustez de los 4 algoritmos metaheurísticos para optimización más utilizados: GA, PSO, DE y ASA, y generalizar el proceso de optimización, siendo capaces mediante este algoritmo de resolver problemas con uno o múltiples objetivos. En la Tabla 2 se presentan los parámetros calibrados encontrados para cada subcuenca.

Tabla 2. Parámetros de calibración del modelo hidrológico de la cuenca del rio Bogotá

Cuenca	K1	K2	K3	K4	D1	D2
1	7.170	0.199	0.362	0.032	64.549	4.522
2	5.571	0.046	7.686	0.008	88.448	4.878
3	0.711	0.015	9.671	0.006	73.063	42.289
4	0.142	0.013	4.197	0.004	34.734	16.221
5	0.877	9.800	1.574	0.004	50.381	12.603
6	3.062	0.541	9.979	0.002	78.583	48.647
7	3.874	0.188	9.956	0.002	74.085	47.909
8	2.725	0.075	0.347	0.001	68.901	2.305
9	3.366	0.021	0.077	0.001	60.531	0.826

EVALUACIÓN DE RESULTADOS

Finalmente, fue posible comparar la precipitación mensual multianual, la precipitación anual y el periodo de retorno para una gran cantidad de técnicas de reducción de escala con el periodo de referencia, y usar estos resultados para estimar los futuros caudales del río utilizando el modelo hidrológico de tanques. En la Figura 9 y la Figura 10 se presenta la variabilidad espacial del porcentaje de incremento de la precipitación y la evaporación respectivamente, entre el periodo de referencia y la proyección realizada, encontrando que se espera un incremento en las precipitaciones a lo largo de toda la cuenca para finales de siglo del rango de 6 a 20 %, encontrando los mayores incrementos en la precipitación en la parte media-alta de la cuenca, y las menores precipitaciones en los límites de la cuenca. Así mismo, se observa un cambio en la evaporación media de la cuenca del orden del -5% al 10% en la cuenca del rio Bogotá a finales de siglo respecto al periodo de referencia acorde con el modelo climático MPI-ESM-MR y el escenario RCP8.5

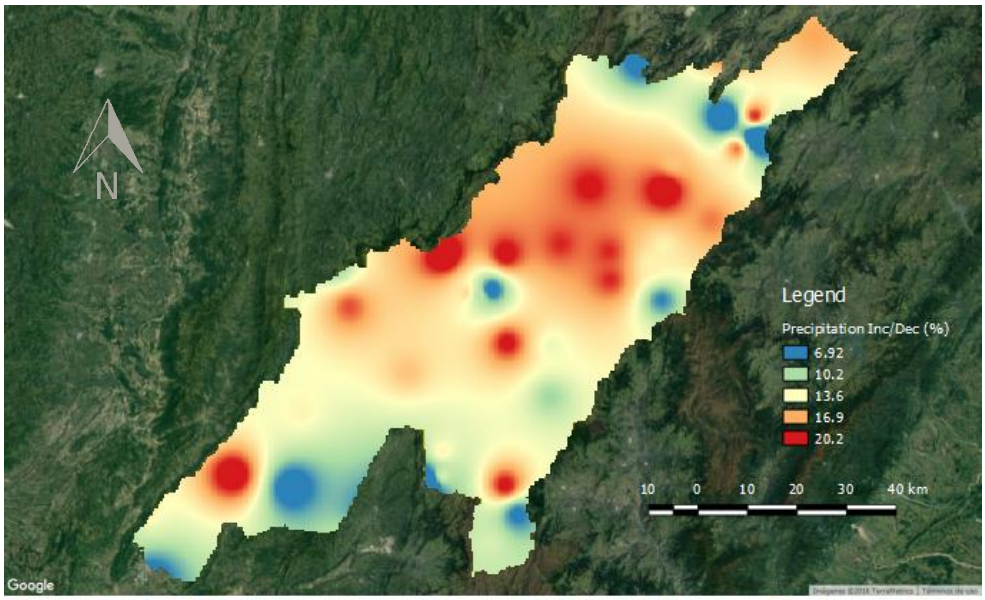


Figure 9. - Variabilidad especial del incremento porcentual promedio de precipitación entre los registros históricos de referencia y la serie proyectada utilizando el modelo MPI-ESM-MR bajo el escenario RCP 8.5 para el periodo equivalente a finales de siglo (2070-2100) utilizando la técnica de reducción de escala CSD.

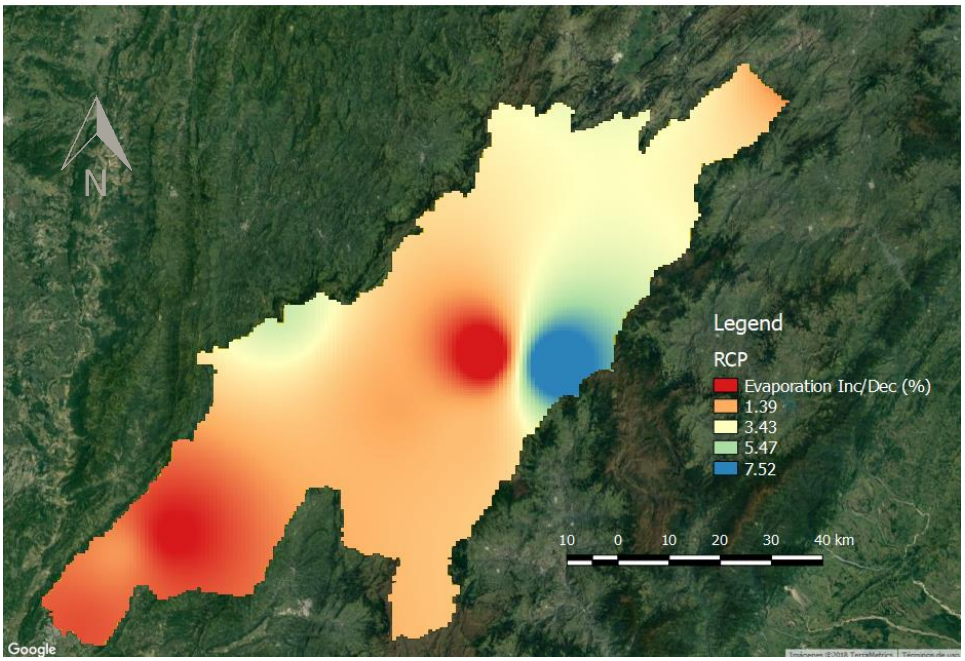


Figure 10. - Variabilidad especial del incremento porcentual promedio de evaporación entre los registros históricos de referencia y la serie proyectada utilizando el modelo MPI-ESM-MR bajo el escenario RCP 8.5 para el periodo equivalente a finales de siglo (2070-2100) utilizando la técnica de reducción de escala CSD.

Como parte del proceso de comparación de las técnicas de reducción de escala, se presentan los periodos de retorno y las precipitaciones anuales esperadas en la Figura 11 para la estación pr_21185040, observando la gran diferencia en los periodos de retorno entre las técnicas de reducción de escala.

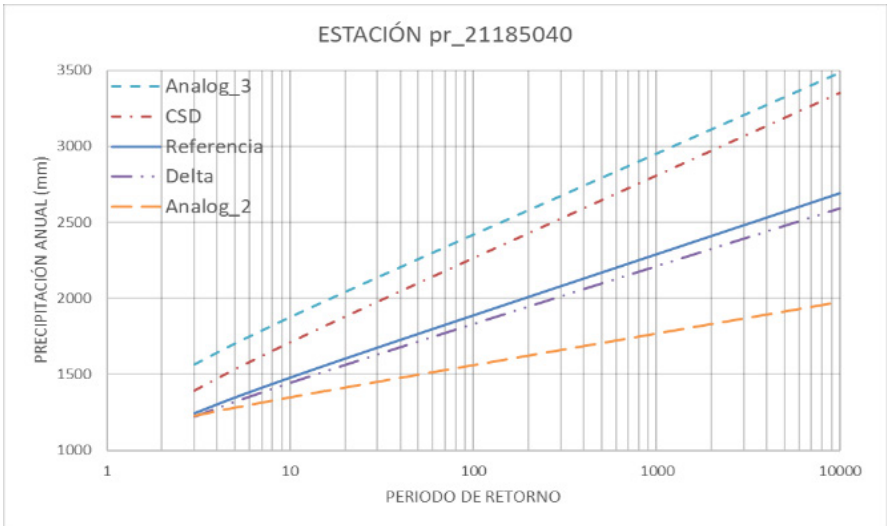


Figura 11.- Comparación de los periodos de retorno para diferentes técnicas de reducción de escala en la estación pluviográfica pr_21185040

Al comparar los resultados obtenidos de la calibración entre los caudales observados (medidos) y los caudales calculados (resultados del modelo hidrológico), se observa que los caudales calculados representan adecuadamente los valores extremos en diferentes años, tal como se presenta en la Figura 12 para la sub-cuenca de la estación 2120889. Sin embargo, también se observa un desfase significativo respecto al caudal promedio observado.

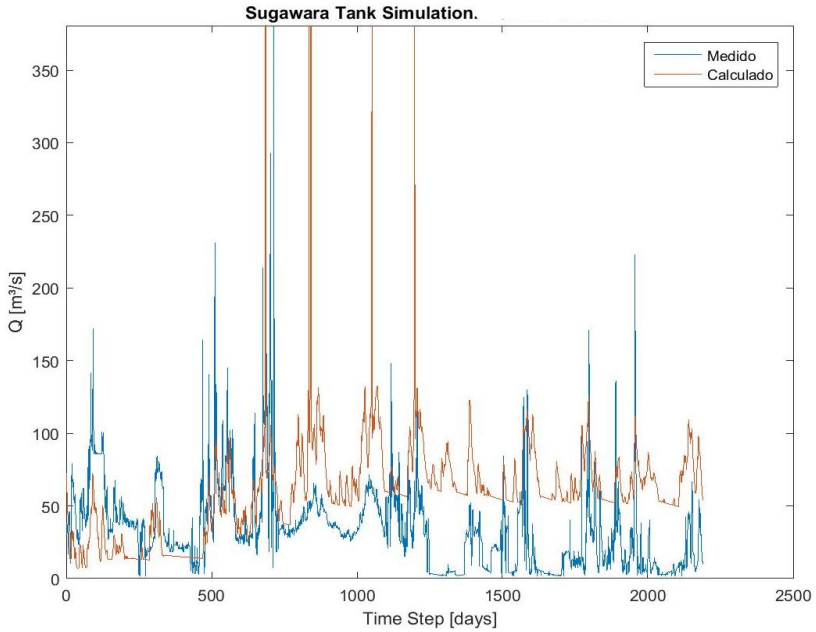


Figura 12. - Comparación de los caudales modelados y observados para la sub-cuenca de la estación 2120889 en el año 2014

De esta forma, las estaciones que presentaron valores aceptables en el proceso de validación del modelo hidrológico por diferentes métricas como Nash-Sutcliffe y RMSE, corresponden a las estaciones 2120719, 2120816, 2120767 y 2120792, correspondiendo principalmente a sub-cuencas que no han sido altamente intervenidas por el hombreen la cuenca, obteniendo para estas estaciones cambios porcentuales en el caudal promedio a final de siglo respecto al año 2014 del orden de -10% a 31%. Así mismo, se observa un incremento drástico en los caudales promedios en el periodo 2014-2020, hasta alcanzar un valor máximo en 2030 y un proceso de estabilización del caudal promedio entre 2060 y 2080 en las diferentes estaciones limnimetricas. En la Figura 13 se presentan los cambios porcentuales en el caudal promedio de las estaciones seleccionadas del proceso de validación del modelo hidrológico para el periodo 2015-2100 respecto al año 2014.

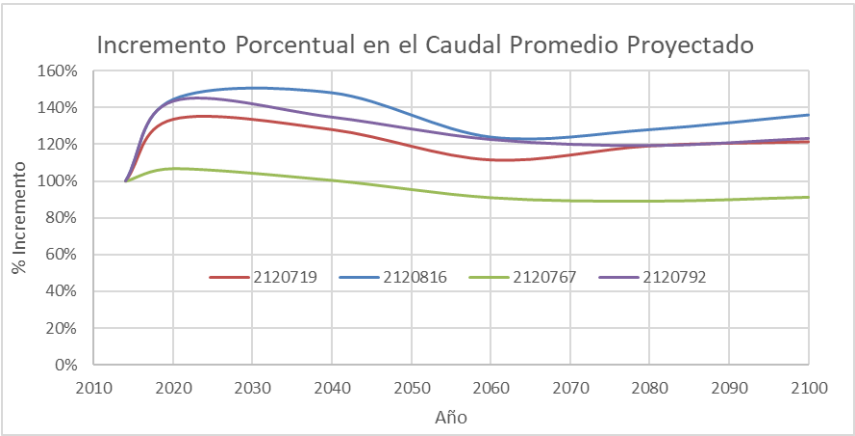


Figura 13.- Incremento porcentual en el caudal promedio de las estaciones 2120719, 2120816, 2120767 y 2120792 para el periodo 2015-2100, con respecto al año 2014.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se concluye que los resultados obtenidos de la técnica de reducción de escala CSD mediante el modelo climático MPI-ESM-MR aplicando el modelo hidrológico de Sugawara, representan correctamente los valores históricos de caudales de la cuenca del rio Bogotá en aquellas sub-cuencas que no han sido altamente intervenidas por el hombre, y pueden indicar cuál podría ser el comportamiento futuro del régimen hídrico para un escenario de emisión de gases de efecto

invernadero RCP 8.5, lo cual representa una alternativa viable para determinar caudales de diseño de estructuras hidráulicas. Sin embargo, es necesario mejorar el modelo propuesto de reducción de escala CSD para representar adecuadamente los valores extremos de precipitación y evaporación. Así mismo, es clara una variación de los periodos de retronó futuros en función de las diferentes técnicas de reducción de escala (ver Figura 11), observando variaciones de -17 a 28% en comparación con el periodo histórico de referencia. Este es un resultado muy importante ya que es probable que afecte los posibles riesgos de inundación en la zona de estudio.

Se recomienda la utilización de series (hidrológicas y meteorológicas) con una mayor cantidad de datos de distintas fuentes (Corporación Autónoma Regional de Cundinamarca (CAR), Empresa de Acueducto, Alcantarillado y Aseo de Bogotá (EAB) e Instituto Distrital de Gestión del riesgo y cambio climático (IDIGER)), ya que las estaciones y datos utilizados del IDEAM fueron insuficientes en varios sectores de la cuenca en la validación del modelo hidrológico. Así mismo, se recomienda la utilización de un modelo hidrológico que considere implícitamente los embalses y estructuras hidráulicas existentes y proyectadas en la cuenca del rio Bogotá, debido a la alta intervención humana en la región.

REFERENCIAS

Angarita, H. (2014) "Metodología para incluir variabilidad climática y escenarios de cambio climático en el modelo WEAP de la macro Cuenca del Rio Magdalena".

Cofiño, A. et al (2013) MeteoLab: An open-source Matlab toolbox for Meteorology & Climate. Cantabria

Corzo, G. et al (2009) Downscaling Global Climate Models Using Modular Models and Fuzzy Committees, Delft, UNESCO-IHE

Droogers, P. and Allen, R. G. (2002) Estimating reference evapotranspiration under inaccurate data conditions, Irrig. Drain. Syst., 16(1), 33–45

Hernández, O.; (2009) Analysis and Optimization of Chaotic Models for Storm Surge Prediction. Delft. UNESCO-IHE

Philip, K., Arthur, L., & Droogers, P. (2014). Climate data scaling and analysis for the Magdalena basin.

Shrimali N. (2015) Evaluation of irrigation cum artificial recharge structures in Machhan river basin through mathematical model

Sivakumar, B.; Berndtsson, R. (2010) Advances in Data-Based Approaches for Hydrologic Modeling and Forecasting.

Vandekerckhove, J.; Oldenhuis, R. (2006-2009) GODLIKE: Global Optimum Determination by Linking and Interchanging Kindred Evaluators

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

SENSIBILIDAD DE UN SISTEMA DE ALERTA TEMPRANA DE INUNDACIONES A LAS CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA HIDROGRÁFICA

Luis Silveira, Christian Chreties, Jimena Alonso, Gabriel Cazes, Alejandra De Vera y Magdalena Crisci

Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental, Facultad de Ingeniería, Universidad de la República, Uruguay

lesy@fing.edu.uy , chreties@fing.edu.uy , jalonso@fing.edu.uy , agcm@fing.edu.uy , adevera@fing.edu.uy , mcrisci@fing.edu.uy

RESUMEN:

Las inundaciones ribereñas constituyen la emergencia de origen climático más frecuente y de mayor impacto en el Uruguay. Consiguientemente, las instituciones nacionales comenzaron a desarrollar un Sistema de Alerta Temprana de Inundaciones (SATI-UY). Los eventos extremos más severos, en ciudades ribereñas, están asociadas a cuencas hidrográficas de más de 4.000 km^2 de superficie y ocasionan hasta 5.000 a 6.500 evacuados por ciudad, sobre poblaciones de entre 30.000 a 45.000 habitantes. El objetivo de este trabajo consiste en avanzar en la comprensión de la sensibilidad del sistema, para su mejora y extensión a otras ciudades del Uruguay. En cuencas con tiempo de concentración del mismo orden que los pronósticos meteorológicos, la precisión de estos últimos está asociada a la pre-alerta, en tanto que el pronóstico del nivel máximo puede basarse enteramente en datos de precipitación medida en tiempo real. En cambio, en cuencas de respuesta más rápida, la pre-alerta emitida por el SATI-UY depende de la precisión de los pronósticos meteorológicos, puesto que la alerta con base en solamente datos medidos resulta inefectiva para la gestión, debido a que su emisión ocurre cuando la ciudad ya está inundada.

ABSTRACT:

Riparian floods are the most frequent and most impacting emergency of climatic origin in Uruguay. Therefore, the national institutions began to develop an Early Warning System for flood forecasting (SATI-UY). The most severe extreme events, in riverside cities, are associated with hydrographic basins of more than 4.000 km^2 in area and cause up to 5.000 to 6.500 evacuees per city, on populations of between 30.000 and 45.000 inhabitants. The objective of this work is to advance in understanding the sensitivity of the system for its improvement and extension to other cities in Uruguay. In basins with a concentration time of the same order as the meteorological forecasts, the precision of the latter is associated with the pre-alert, while the forecast of the maximum level can be based entirely on precipitation data measured in real time. In contrast, in basins with faster response, the pre-alert issued by the SATI-UY depends on the accuracy of the meteorological forecasts, since the alert based on only measured data is ineffective to manage the emergency, because its emission occurs when the city is already flooded.

PALABRAS CLAVES: tiempo real; pronósticos meteorológicos; tiempo de tránsito.

INTRODUCCIÓN

En Uruguay se registraron más de 67.000 personas evacuadas en la década pasada debido a inundaciones ribereñas, que son graduales y están asociadas a cuencas hidrográficas de más de 4.000 km^2 de superficie. El Sistema Nacional de Emergencias (SINAE) califica este tipo de eventos como el más frecuente y de mayor impacto en el país.

Desde fines de los años 90 se ha trabajado activamente en la prevención y en la mitigación de estas emergencias hidrológicas. En particular, como consecuencia de las inundaciones acaecidas en 2007, cuando fueron evacuadas 12.000 personas en los departamentos de Durazno, Treinta y Tres y Soriano, las instituciones nacionales (SINAE, Dirección Nacional de Aguas - DINAGUA, Instituto Uruguayo de Meteorología - INUMET e Intendencias Municipales) y la Universidad de la República - UDELAR, comenzaron a desarrollar un Sistema de Alerta Temprana de Inundaciones (SATI-UY) para la ciudad de Durazno, en el marco de un acuerdo entre la Organización Meteorológica Mundial (OMM) y la Fundación Julio Ricaldoni (FJR-FING). En este contexto, conviene recordar que la Estrategia Internacional para la Reducción de Desastres (EIRD) define a los Sistema de Alerta Temprana como "el conjunto de capacidades necesarias para generar y difundir información de alerta que sea oportuna y significativa, con el fin de permitir que las personas, las comunidades y las organizaciones amenazadas por un evento peligroso, se preparen y actúen de forma apropiada y con suficiente tiempo de anticipación para reducir la posibilidad de que se produzcan pérdidas o daños" (EIRD, 2009). Al mismo tiempo, las autoridades nacionales encararon el reasentamiento de pobladores identificados como "en situación permanente de evacuados potenciales", por habitar en zonas inundables con baja recurrencia. Históricamente, la inundación de 1959 es la máxima conocida, con casi 45.000 personas evacuadas, hasta los eventos ocurridos a partir de 1997. Desde ese entonces se han registrado eventos en ciudades ribereñas con hasta 5.000 a 6.500 evacuados por ciudad, sobre poblaciones de entre 30.000 a 45.000 habitantes.

La implementación de mejoras en el sistema de la ciudad de Durazno y la extensión del sistema a la ciudad de Artigas fueron realizadas en el marco del Programa de Servicios Tecnológicos de la Agencia Nacional de Investigación e Innovación (ANII).

En base a estos antecedentes, el objetivo de este trabajo consiste en avanzar en la comprensión de la sensibilidad del SATI-UY dependiendo de las características hidrológicas de las cuencas hidrográficas de interés, para su implementación en el Uruguay.

CUENCAS SELECCIONADAS PARA EL ESTUDIO

Se seleccionaron las cuencas de los ríos Yí, Cuareim y Olimar, las cuales se presentan en la Figura 1. La primera corresponde a la ciudad de Durazno, donde se desarrolló el SATI-UY, operativo desde 2011. En la segunda y tercera se ubican las ciudades de Artigas y Treinta y Tres respectivamente, siendo de las más afectadas por inundaciones ribereñas, lo que motiva la extensión del SATI-UY a dichas ciudades.

A diferencia de la cuenca del río Yí, de respuesta lenta, con un tiempo de concentración (Tc) de 54 hs, las cuencas de los ríos Cuareim y Olimar son de respuesta relativamente rápida, con un Tc de 33 y 30 hs, respectivamente.

Las características más relevantes de las cuencas seleccionadas, así como de las ciudades afectadas, se presentan en la Tabla 1. Conviene destacar que la cuenca del río Cuareim es transfronteriza Uruguay-Brasil, abarcando un 45% de su superficie en territorio brasilero, siendo el propio río Cuareim el límite fronterizo.

Tabla 1.- Principales características de las ciudades y cuencas bajo estudio.

Ciudad	Población	Máximo de evacuados		Cuenca	Área	Tc
	[hab]	[hab]	[fecha]	[río]	[Km^2]	[hs]
Durazno	33.576	6.000	5/2007	Yí	8.750	54
Artigas	40.668	7.600	6/2001	Cuareim	4.570	33
Treinta y Tres	25.477	2.800	5/2007	Olimar	4.670	30

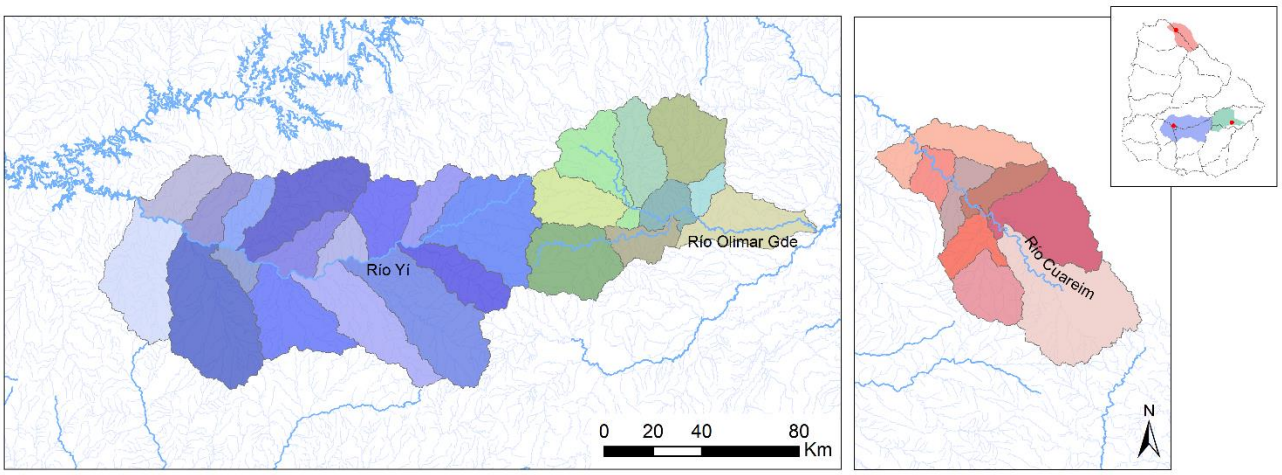


Figura 1.- División de las cuencas bajo estudio en subcuencas (Yí, Cuareim, Olimar).

METODOLOGÍA

El SATI-UY se compone de cuatro módulos: 1) adquisición de datos, 2) Sistema de Pronóstico de Niveles (SPN), 3) Sistema de Información Espacial (SIE) y 4) salida operativa (Chreties et al., 2011; Silveira et al., 2012; Silveira et al., 2015).

La adquisición de datos consiste en la utilización de diferentes fuentes de información en tiempo real, básicamente datos de precipitación horaria en todos los puntos de la cuenca donde existen estaciones telemétricas y pronósticos meteorológicos de hasta 72 horas, que tienen por objetivo ampliar el tiempo de anticipación para emitir la alerta. Estos pronósticos meteorológicos son escalados para determinar el dato de pluviometría en los puntos en que se ubican las estaciones telemétricas y/o a nivel de subcuencas. Además, se adquiere información en tiempo real del nivel de agua en los cauces principales, para determinar la condición inicial del nivel en el río previo al desarrollo del evento extremo pronosticado y disponer de información de la evolución del nivel en la ciudad de interés y en estaciones aguas arriba durante el desarrollo del evento.

El esquema general del SPN se basa en una división de la cuenca de estudio en subcuencas relativamente homogéneas (Figura 1). En cada una de ellas, se implementa un modelo hidrológico concentrado que simula los procesos de infiltración y generación de escurrimiento, basado en el método propuesto por el Natural Resourses Conservation Service de Estados Unidos (Chow et al., 1994; NRCS, 2010). Para ello se utiliza información sobre la precipitación incidente y las características físicas de las subcuencas (topografía, uso y tipo de suelos). Como resultado, se obtienen los hidrogramas (evolución temporal de los caudales) correspondientes a cada subcuenca. Acoplado a ello, se implementa un modelo hidrodinámico en una dimensión (HEC-RAS, 2010), que resuelve la dinámica del flujo de agua a lo largo del río y su planicie de inundación, recibiendo como condición de borde los hidrogramas de las subcuencas que resultan de la modelación hidrológica. Como resultado, se obtiene la evolución temporal del nivel de agua en el río en cada paso de tiempo (horario) y en cada sitio de la trama urbana del cauce. Para ello se requiere de información sobre la topo-batimetría y rugosidad del cauce y sus planicies, así como de las dimensiones de los distintos puentes existentes sobre el río. El ajuste de los parámetros del modelo acoplado se realiza en base a las mayores crecidas históricas registradas.

El SIE permite, a partir de la altura del agua pronosticada por el SPN, analizar la exposición de los componentes urbanos potencialmente afectados, estimando el impacto en las personas, viviendas y bienes y aportando información para la evaluación de daños y pérdidas del evento.

Una vez disponible la información de entrada, ejecutada la simulación hidrológica e hidrodinámica para la previsión de niveles (SPN) e integrada dicha información con el sistema espacial (SIE), se procede a publicar la información más relevante (de entrada y generada) en una página web, para ser consultada por las instituciones involucradas y en particular por los Centros Coordinadores de Emergencias Departamentales.

El estudio de sensibilidad, objetivo del presente trabajo, comprende los dos primeros módulos y la salida operativa descripta precedentemente.

Para evaluar la sensibilidad del SATI-UY se analizaron:

1) El tiempo de tránsito, en caso de existir estaciones hidrométricas aguas arriba de las ciudades, y/o el tiempo de respuesta de las cuencas, para los eventos considerados en el proceso de calibración del modelo hidrológico-hidrodinámico, así como los eventos registrados desde la puesta en operación del SATI-UY.

2) La precisión (margen de errores aleatorios) y exactitud (desvíos sistemáticos) de los modelos numéricos de pronóstico meteorológico. El SATI-UY utiliza un ensamble de tres modelos según las recomendaciones de la OMM (WMO, 2011): i) GFS (Global Forecast System) de la NOAA (Administración Nacional Oceánica y Atmosférica de Estados Unidos) escalado a las cuencas de estudio; ii) ETA escalado regionalmente por CPTEC (Centro de Previsión del Tiempo y Estudios Climáticos de Brasil) e iii) modelo europeo COSMO (Consortium for Small-scale Modelling) escalado regionalmente por INMET (Instituto de Meteorología de Brasil). En todos los casos se considera el pronóstico emitido el día previo al inicio del evento. Se tiene una descripción del modelo GFS NOAA en NCEP office Note 442 (Environmetal Modelling Center, 2003). El modelo ETA, y su implementación y performance operativa en el CPTEC se describen en Gonçalves de Moura et al. (2010). Las principales características del modelo COSMO y su capacidad de resolución explícita de nubes convectivas se describen en Baldauf (2014).

3) El pronóstico de niveles máximos del SATI-UY en base a registros observados de precipitación y modelos numéricos de predicción meteorológica.

RESULTADOS

Tiempos de tránsito

La Figura 2 muestra los tiempos de tránsito en la cuenca del río Yí entre las estaciones hidrométricas Sarandí-Durazno y Polanco-Durazno. La celeridad de propagación de la onda de crecida entre las estaciones es similar para todos los eventos analizados, siendo el caso de octubre de 2012 (II) el que más se aparta de la tendencia central para el tramo Sarandí-Durazno. En este evento, en que se registraron 84 mm de lluvia en 3 días, la condición de humedad antecedente del suelo influyó en la respuesta del río, debido a que 10 días antes se registró otro evento extremo. A esto se agrega que la distribución espacial de la precipitación fue creciente desde aguas arriba (Sarandí) hacia aguas abajo (Durazno), con lo es esperable que la propagación de la crecida fuera más rápida que en los otros eventos analizados (menor tiempo de tránsito). La Tabla 2 complementa el análisis, mostrando la media y desviación estándar para ambos tramos del río Yí.

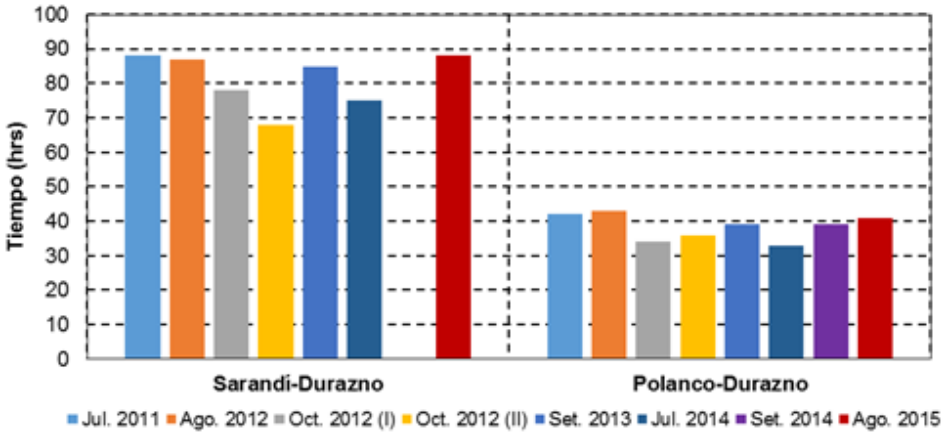


Figura 2.- Tiempos de tránsito en la cuenca del río Yí, entre las estaciones hidrométricas Sarandí-Durazno y Polanco-Durazno.

Tabla 2.- Tiempo de tránsito entre estaciones

Tramo del río Yi	Media [hs]	Desv. Estándar [hs]
Sarandí del Yi – Durazno	81,3	7,8
Polanco del Yí - Durazno	38,4	3,7

La Figura 2 y la Tabla 2 muestran que no existen diferencias significativas en los tiempos de tránsito, independientemente del nivel de agua, lo que es característico de un curso aluvial de planicie en el que la crecida desborda ocupando la planicie de inundación, produciendo un efecto de almacenamiento que afecta la hidrodinámica de la crecida.

Por su parte, la Figura 3 muestra los tiempos de respuesta en la cuenca del río Cuareim. En esta etapa de extensión del SATI-UY a la ciudad de Artigas, solamente se cuenta con información pluviométrica de paso diario. Por consiguiente, se consideró como tiempo de respuesta el tiempo entre el día de mayor lluvia y el día en que ocurre el nivel máximo.

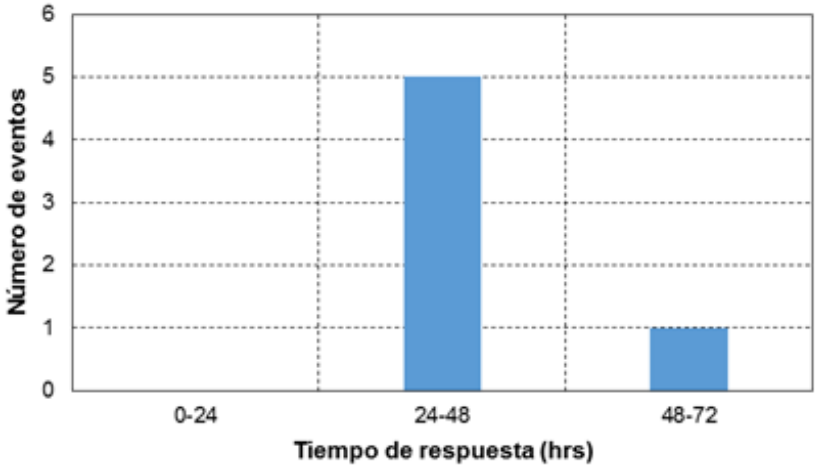


Figura 3.- Tiempos de respuesta en la cuenca del río Cuareim.

Precisión de los pronósticos meteorológicos y pronóstico de niveles máximos

En la cuenca del río Yí, las diferencias entre el pronóstico meteorológico emitido el día previo al inicio del evento y la lluvia registrada no incidieron en el nivel máximo pronosticado.

En cambio, en la cuenca del río Cuareim, la mayor diferencia se produjo en el evento que tuvo lugar entre el 8 y 10 de abril de 2017, según se muestra en la Figura 4.

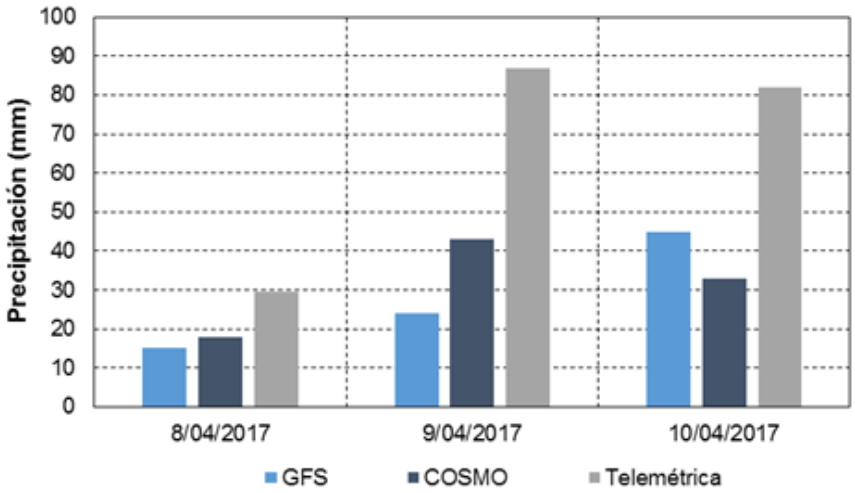


Figura 4.- Precipitación pronosticada por los modelos numéricos de pronóstico meteorológico y precipitación registrada en la cuenca del río Cuareim, en el evento ocurrido entre el 8 y 10 de abril de 2017.

La lluvia total pronosticada por los modelos numéricos GFS y COSMO fue 87,7 y 94,9 mm, respectivamente, mientras que las estaciones telemétricas registraron una lluvia total media sobre la cuenca de 197,5 mm. Es decir, el pronóstico meteorológico fue un -57,6 y -51,9% menor a la lluvia real registrada. Estas diferencias en el pronóstico meteorológico conducen a que el nivel máximo pronosticado por el SATI-UY, con base solamente en pronósticos de lluvia, sea -5,4 y -4,6 m menor que el nivel máximo registrado. No obstante, el nivel máximo pronosticado por el SATI-UY, con base en registros medidos de lluvia, es aceptable según puede observarse en la Figura 5, en la que se compara la curva de inundación modelada para la ciudad de Artigas con los puntos relevados en campo.

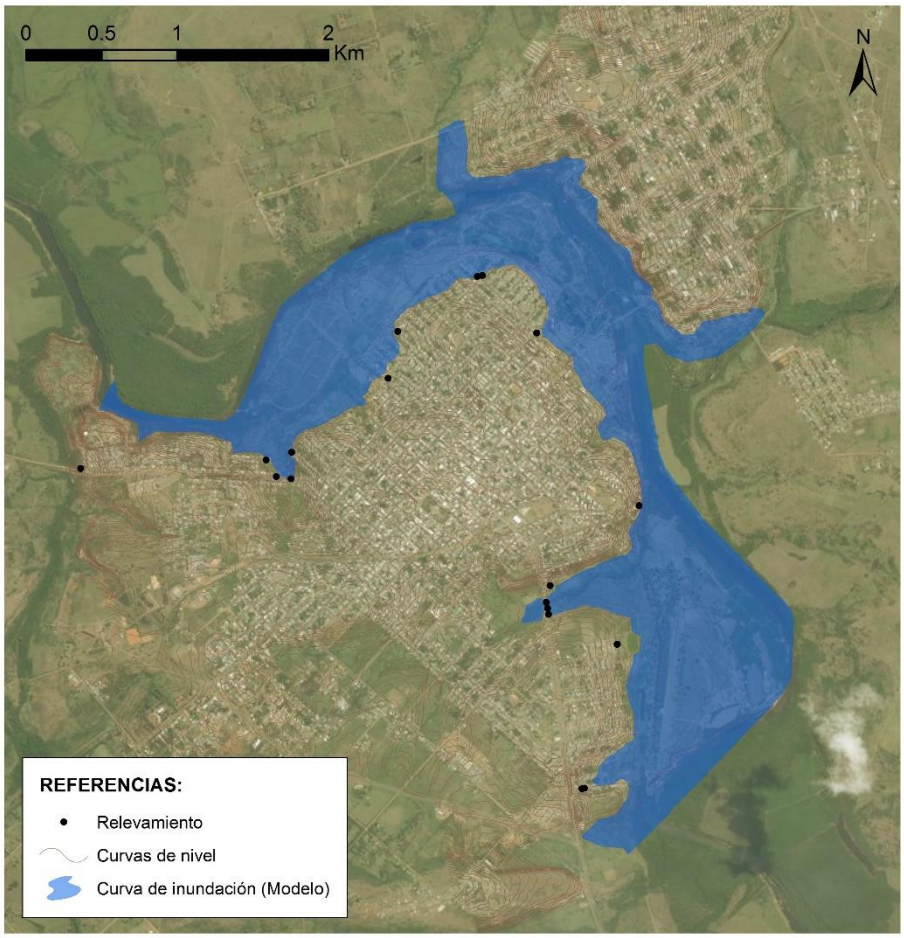


Figura 5.- Curvas de inundación emitida por el SATI-UY para la ciudad de Artigas y relevada en campo, en el evento ocurrido entre el 8 y 10 de abril de 2017.

CONCLUSIONES PRELIMINARES

Del análisis de sensibilidad realizado en función de los datos disponibles actualmente surge que, en la cuenca del río Yí, el tiempo de tránsito entre Sarandí y Durazno se ubica en el rango 68-88 hs, para los siete mayores eventos registrados entre 2011 y 2015. Por consiguiente, el tiempo de tránsito es del mismo orden o superior a los pronósticos meteorológicos utilizados. Por lo tanto, en la cuenca del Yí la precisión de los pronósticos está asociada a la pre-alerta, en tanto que el pronóstico del nivel máximo puede basarse enteramente en datos de precipitación medida en tiempo real. Esto último conlleva a que la precisión del nivel máximo pronosticado dependa de los parámetros de calibración del modelo acoplado hidrológico-hidrodinámico y de la representación de los fenómenos hidrológicos asociados a la relación precipitación-escorrentía.

En la cuenca del río Cuareim el tiempo medio de respuesta, hasta el momento en base a datos acumulados diarios de precipitación, es de 24 a 48 hs, inferior a las 72 hs de pronóstico meteorológico utilizadas. Ello conduce a que la pre-alerta emitida por el SATI-UY dependa de la precisión de los pronósticos numéricos meteorológicos. El evento que tuvo lugar en abril de 2017 muestra que la precipitación pronosticada por los modelos GFS y COSMO representó aproximadamente -55% de la precipitación real medida en la red de estaciones telemétricas, lo que produce un error medio de -5,0 m en el nivel máximo pronosticado. El error del SATI-UY en desarrollo para la ciudad de Artigas, con base en registros medidos de precipitación, fue de -1,3 m. Si bien este error es aún superior al error que puede admitirse cuando el sistema esté completamente desarrollado, una alerta con base en solamente datos medidos resulta inefectiva, puesto que por los tiempos de respuesta de la cuenca, su emisión ocurre cuando la ciudad ya está inundada.

Una situación similar ocurre en la cuenca del río Olimar, donde una de las sub-cuencas afluentes de mayor relevancia (arroyo Yerbal) está caracterizada por importantes pendientes que influyen en forma significativa en los tiempos de respuesta y en consecuencia en la importancia del pronóstico meteorológico.

Adicionalmente, conviene señalar que los menores tiempos de respuesta hidrológica de las cuencas de los ríos Cuareim y Olimar, comparados con los de la cuenca del Yi, implican una mayor exigencia respecto a la exactitud de los pronósticos numéricos de precipitación para las primeras, especialmente en lo que refiere a la distribución temporal de la lluvia pronosticada. La mejora de esta exactitud puede lograrse mediante el uso de composites de predicciones de origen diferente, como las utilizadas aquí, mediante la elección óptima de parametrizaciones numéricas en las simulaciones en que esta elección es posible, y especialmente mediante la mejora de la estimación del estado tridimensional de la atmósfera utilizada en la inicialización de las simulaciones regionales. En este sentido, nos proponemos que en la continuación del desarrollo del sistema de pronósticos presente se incluya realizar simulaciones regionales con el modelo WRF que asimilen en sus condiciones iniciales las observaciones de reflectividad de radares operativos en nuestra región. Se ha encontrado que la asimilación de este tipo de observaciones permite una estimación del contenido de agua de las nubes muy precisa, mejorando las predicciones de precipitación tanto en intensidad como en distribución temporal de manera muy significativa, al menos en las primeras 12 a 24 horas de predicción efectiva (Tong y Xue 2005 y 2008, Hu et al. 2006, Wang et al. 2013). Para este fin es posible disponer la información en línea de los radares ubicados en Paraná, Córdoba, Pergamino, Ezeiza y Santa Rosa (República Argentina), que cubren los sectores Oeste y Suroeste de nuestra región, sectores desde los cuales provienen las perturbaciones sinópticas. El radar de Santiago, en Río Grande do Sul, cubre además la propia Cuenca de Artigas-Quarai. Nuestro plan es incluir la asimilación de datos de reflectividad de los radares mencionados utilizando el sistema de asimilación WRDF-3Dvar del modelo regional WRF, de la manera descrita por Wang et al. (2013).

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Baldauf M. (2104) The COSMO model: towards a cloud resolving NWP. *Recent Developments in Numerical Methods for Atmosphere and Ocean Modelling*, pp. 107 {122. ECMWF, Reading, UK).

Chreties, C., L. Silveira, G. López, y M. Crisci (2011) Sistema de Alerta Temprana para la ciudad de Durazno (Uruguay). *Memorias del Quinto Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos. Santiago del Estero, Argentina.*

Chow, V.T., Maidment, D.R. y Mays, L.W. (1994) *Hidrología Aplicada* (Capítulos 11 a 14) - McGraw-Hill -ISBN: 958-600-171-7.

EIRD (2009) Estrategia Internacional para la Reducción de Desastres, *Terminología: Reducción del Riesgo de Desastres*. Oficina para la Reducción del Riesgo de Desastres de las Naciones Unidas.

Environmental Prediction Center (2003) The GFS Atmospheric Model, NCEP Office Note 442, disponible en http://www.emc.ncep.noaa.gov/officenotes/newernotes/on442.pdf

Gonçalves de Moura R., D. L. Herdies, D. Mendes, M. C. Damião Mendes (2010). Avaliação do modelo regional eta utilizando as análises do CPTEC e NCEP. *Revista Brasileria de Meterologia*, No 25, pp 25-43.

HEC-RAS (2010) *River Analysis System. Users'manual*. U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center.

Hu, M., M. Xue, and K. Brewster (2006) 3DVAR and cloud analysis with WSR-88D level-II data for the prediction of the Fort Worth, Texas, tornadic thunderstorms. Part I: Cloud analysis and its impact. *Mon. Wea. Rev.*, 134, 675–698.

NRCS (2010) Hydrology in *National Engineering Handbook*. Natural Resources Conservation Service). United States Department of Agriculture (USDA), Washington, D.C.

Silveira, L., G. López, C. Chreties and M. Crisci (2012). Steps towards an early warning model for flood forecasting in Durazno city in Uruguay. *Journal of Flood Risk Management* No. 5 pp. 270-280.

Silveira, L., C. Chreties, M. Crisci, G. Usera y J. Alonso (2015) Sistema de alerta temprana para previsión de avenidas en la ciudad de Durazno. *INNOTEC Revista del Laboratorio Tecnológico del Uruguay.* No. 10 pp. 56-63. ISSN 1688-3691.

Tong, M., and M. Xue (2005) Ensemble Kalman filter assimilation of Doppler radar data with a compressible nonhydrostatic model: OSS experiments. *Mon. Wea. Rev.*, 133, 1789–1807.

Tong, M., and M. Xue (2008) Simultaneous estimation of microphysical parameters and atmospheric state with simulated radar data and ensemble square-root Kalman filter. Part II: Parameter estimation experiments. *Mon. Wea. Rev.*, 136, 1649–1668.

Wang H., J. Sun, S. Fan X. Y. Huang (2013) Indirect Assimilation of Radar Reflectivity with WRF 3D-Var and Its Impact on Prediction of Four Summertime Convective Events. *Journal of Applied Meteorology and Climatology*, 52, 889-902.

WMO (2011). *Manual on Flood Forecasting and Warning*. WMO-No. 1072. ISBN 978-92-63-11072-5.

IAHR AIIH
XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

EL PAPEL DE LOS SISTEMAS CONVECTIVOS EN LA PRODUCCIÓN DE SEDIMENTOS EN UNA CUENCA TROPICAL DE MONTAÑA

1er. S.P. Salamanca, 2do. N. Velásquez, 3er V.A. Lopera, 4to. J.I. Vélez
Universidad Nacional de Colombia, sede Medellín, Colombia
sapsalamancaji@unal.edu.co, nvelasqg@unal.edu.co, valoperam@unal.edu.co, jivelezu@unal.edu.co.

RESUMEN:

La erosión y el transporte de sedimentos son procesos complejos que se relacionan con características propias del terreno, como su topografía, suelos y coberturas. Además, se relacionan con las condiciones climáticas de la zona como los son las características de la precipitación y la tasa de evapotranspiración. Por medio del presente trabajo se buscan evidencias que permitan conocer la relación que existe entre procesos erosivos y los eventos de precipitación en una cuenca tropical de montaña, esto a partir del modelo hidrológico distribuido SHIA-SED y el uso de u radar meteorológico. En cuanto al entendimiento temporal de los procesos, se tuvieron en cuenta dos escalas, una diaria, la cual permite conocer condiciones iniciales y una horaria usada para entender los procesos a escala de evento, en ambas se obtuvieron resultados satisfactorios. A partir de los resultados horarios se evidencian relaciones importantes entre la intensidad, la escorrentía y la producción de sedimentos. Es importante continuar estudiando en detalle y a mayor escala temporal, las implicaciones de la estructura de la precipitación en los procesos erosivos y de transporte a escala de cuenca.

ABSTRACT:

Erosion and sediment transport are complex processes, related to the characteristics of the terrain such as topography, soil use, and soil texture. They are also related to local weather conditions, such as precipitation and its characteristics during storm events. In the present work, we want to explore these relations in a mountainous tropical basin, characterized by the occurrence of high-intensity convective systems. This using SHIA-SED, a distributed hydrological model with a satisfactory performance, and meteorological radar data. For this, we made simulations at two-time scales (daily and hourly). The daily scale set the model initial states for each hourly event. From hourly results, there is evidence of relevant direct relations between intensity, runoff and sediment production, this, with an associated uncertainty. Future work must explore this phenomenon at a finer time-scale.

PALABRAS CLAVES: Producción de sedimentos, precipitación con radar, modelo hidrosedimentológico, erosividad de la lluvia, sistemas de tormenta.

INTRODUCCIÓN

A escala de cuenca la producción de sedimentos se encuentra estrechamente relacionada con la estructura de los sistemas de tormenta (Snyder, et al. 2003, Deal, et al. 2017). Esta estructura puede ser entendida como un conjunto de características temporales y espaciales (Seed & Austin. 1990). En términos temporales las características propias de la tormenta son: intensidad media (Imed), intensidad máxima (Imax), duración (D), precipitación total (Ptot), entre otras. Por su parte, los términos espaciales se encuentran asociados a aspectos como la identificación del tipo de tormenta (convectivos o estratiformes) (Houze, 2015) y el área que estos cubren sobre la cuenca (Khairolanuar, et al. 2015). Los eventos con intensidades altas producen mayor escorrentía y por lo tanto tienden a producir una mayor tasa de sedimentos (Hastings, et al. 2005). Dichos eventos se encuentran asociados a sistemas convectivos, los cuales presentan características espacio - temporales específicas, como áreas de cobertura limitadas y una alta variabilidad temporal (Kampf, et al. 2016). Las características mencionadas de los sistemas convectivos derivan en una mayor incertidumbre en el momento de cuantificar y predecir la cantidad de material erodado durante un evento. Sin embargo, en análisis anteriores emplean campos interpolados de lluvia (Caracciolo, et al 2014, Louvet, S. et al., 2016), con bajas probabilidades de detectar adecuadamente las características espacio - temporales de la precipitación (Wu, et al 2018). Debido a lo anterior, hay pocas relaciones claras entre la producción y las características de los sistemas. Hoy en día, mediante el uso de radares meteorológicos locales es posible explorar de forma más adecuada el rol de la precipitación en la producción de sedimentos.

La producción de sedimentos puede ser entendida como un sistema complejo (Borrelli, et al. 2014), en el cual se involucran múltiples variables tales como: las características del suelo, la topografía, el uso del suelo, la variabilidad hidrológica y la precipitación. Debido a lo anterior, es de esperarse que la relación entre estas variables y la producción no sea lineal, como sí lo han asumido anteriormente aproximaciones realizadas por modelos del tipo USLE y RUSLE (Merritt, et al. 2003). El uso del suelo y su textura varían en el orden de meses a años, la topografía lo hace en el orden de años a miles de años, y las características hidrológicas varían en cuestión de minutos y horas. A lo anterior cabe sumarle la variabilidad de la lluvia, la cual oscila en cortos periodos de tiempo (Seed & Austin. 1990). Los radares brindan una ventaja significativa en este aspecto, (Krajewski & Smith, 2002). Ya que permiten observar en detalle la variabilidad espacio - temporal de la precipitación. Además, posibilitan una mayor comprensión del fenómeno al incluir esta variabilidad en un modelo hidro-sedimentológico distribuido. De forma específica, es posible plantear un análisis sobre el papel de la lluvia.

Existen trabajos donde se ha evaluado este papel de la lluvia (Angulo & Beguería 2012., Qin et al. 2016). Sin embargo, continúa siendo pobre, y se desconoce de forma clara cuáles son las relaciones entre la estructura de los sistemas y la producción. Acá resaltan las limitaciones para registrar de forma adecuada la variabilidad espacio - temporal de la precipitación. En múltiples ejercicios de simulación de sedimentos se emplean campos agregados a escalas temporales del orden de días (Deal, et al., 2017) y años (Qin, et al., 2016). En otros casos se utilizan datos obtenidos a escalas espaciales gruesas (Bogena, et al. 2003, Wilkinson et al. 2014). Además, es común encontrar el uso de campos interpolados (Lu & Yu, 2002., Hoyos et al., 2005., Meusburger et al., 2012). En los casos mencionados se pierde de una u otra forma el entendimiento de la variabilidad espacio - temporal de la lluvia. Esta pérdida, limita la compresión de los procesos asociados a la producción de sedimentos, asociados a eventos convectivos con altas intensidades, bajas duraciones y coberturas espaciales acotadas.

En el presente trabajo se explora el papel de la precipitación en la producción de sedimentos en una cuenca tropical mediana ubicada en el interior de Colombia. Para ello se emplea el sub módulo de sedimentos del modelo hidrológico WMF (Watershed Modelling Framework)

(https://github.com/nicolas998/WMF). Para la simulación se usaron datos de un radar meteorológico de doble polarización banda C. Tanto la hidrología como los sedimentos son calibrados con datos de caudal y sedimentos a la salida de la cuenca. Dentro de la simulación se evalúan múltiples eventos en los cuales se da la producción. Se busca establecer relaciones entre la estructura de la lluvia y la variabilidad en la producción, ¿cuáles son las condiciones bajo las cuales se incrementa o decrece la producción? En el análisis se tiene en cuenta también la lluvia precedente y las características geomorfológicas de las regiones donde ésta ha ocurrido.

El trabajo se encuentra organizado de la siguiente manera: primero se realiza una descripción de la información utilizada (la cuenca, series, e información de radar), luego se describe en detalle las metodologías del uso del radar, calibración y validación del modelo. Posteriormente se presentan los resultados obtenidos en términos de desempeño y se realiza un análisis de los resultados obtenidos en función de algunas características de la precipitación y de las condiciones de simulación de la cuenca. Finalmente se presentan las conclusiones obtenidas sobre los análisis realizados.

INFORMACIÓN

El análisis se realiza sobre la cuenca de Jaguas, la cual se encuentra localizada en el departamento de Antioquia (Colombia) (ver Figura 1). Esta es una cuenca de montaña desarrollada principalmente sobre una meseta, con una pendiente media del 29% y un área total de 454km2. La cuenca descarga su caudal sobre el embalse Jaguas, por lo que es de interés conocer la tasa de producción de sedimentos de la misma. El procesamiento de la cuenca se realizó mediante el MDE (Modelo digital de elevación) de ALOS-PALSAR (JAXA/METI, 2007), agregado a una escala de 40m. Los usos del suelo y la textura del mismo se obtuvieron de estudios previos elaborados por entidades estatales.

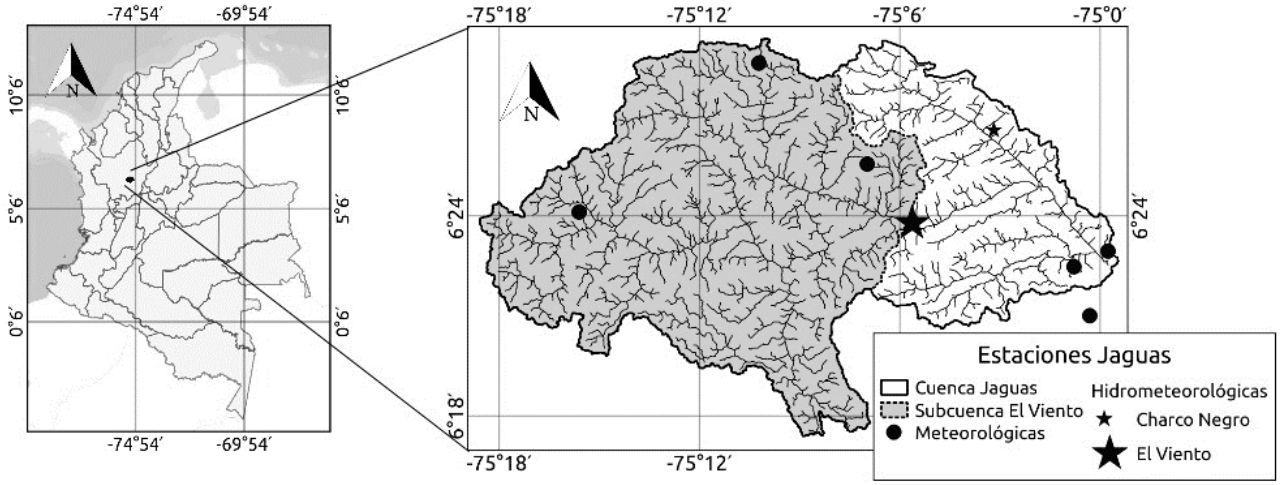


Figura 1.- Localización de la cuenca de Jaguas.

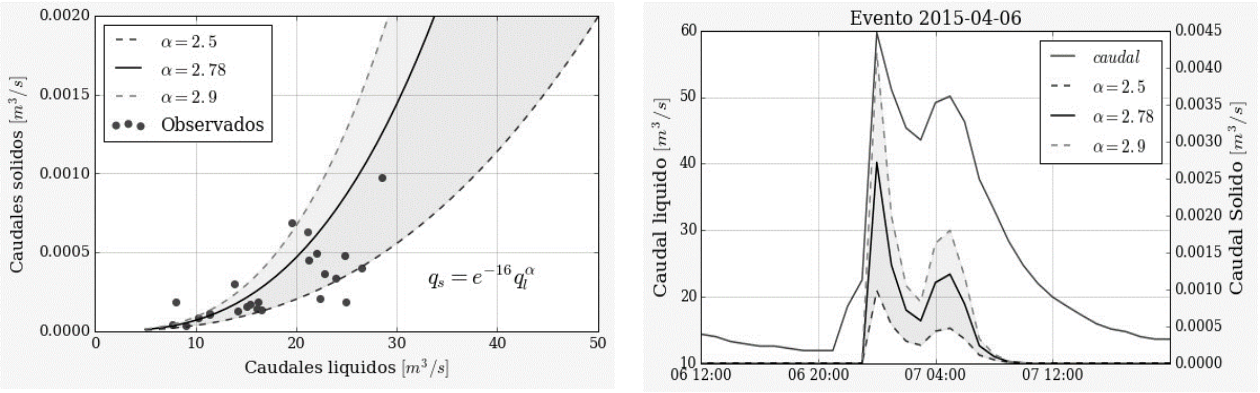
Para generar campos de precipitación se cuenta con registros horarios de 8 pluviómetros (2009 - 2017), y de forma adicional se tiene información de un radar meteorológico banda C (2014 - 2017), el cual se encuentra ubicado a 50km de la cuenca. A partir de los 8 pluviómetros se obtienen campos de precipitación interpolados usando la metodología IDP (Inverso de la distancia ponderado), con un exponente de ponderación de la distancia igual a 6. Por su parte, con el radar se obtienen campos de reflectividad cada 5 min, estos son transformados en precipitación mediante una metodología QPE (Sepúlveda, 2016). La información de radar transformada es agregada a escala horaria, escala de los registros de caudal.

A la salida de la cuenca se cuenta con información de niveles transformados a caudal mediante calibración de la sección, los registros se ubican entre los años 2015 y 2016. En el mismo punto se cuenta con 40 aforos líquidos y sólidos, realizados entre los años 1992 y 1993. A partir de los aforos

se obtienen relaciones estadísticas para los sedimentos en función del caudal líquido, con estas, se ha estimado la producción de sedimentos observada y su incertidumbre. Esta serie ha sido utilizada en la validación del modelo de sedimentos.

METODOLOGÍA

Para realizar una adecuada calibración y validación del modelo es necesario contar con información de sedimentogramas. En la cuenca no se cuenta actualmente con equipos que midan en tiempo real la cantidad de sedimentos transportados, pero si existe una cantidad significativa de aforos sólidos, descritos en la sección de información. Para tener una aproximación a los sedimentrogramas, se ha propuesto estimarlos a partir de relaciones con el caudal observado. Y, debido a la alta incertidumbre, en las relaciones se han incluido bandas de confianza. En la Figura 2 se presenta la curva de transformación utilizada (ecuación (1)) y en la Figura 2b un ejemplo de transformación para un evento seleccionado.



a) Curva de transformación obtenida. b) Ejemplo de transformación para un evento.

Figura 2.- Curva de transformación de sedimentos a partir de caudal, obtenida en la estación El viento.

$$q_s = e^{-16}\, q_l^{2.78} \quad [1]$$

En la simulación se han utilizado el modelo hidrológico y el sub-modelo de sedimentos contenidos en el paquete WMF. El esquema de modelación hidrológica es una modificación del modelo SHIA (Vélez, 2001). Dentro de las modificaciones cabe resaltar: la variabilidad de la evaporación en función del tiempo, esquema no lineal para flujos laterales, inclusión de flujo de retorno, el uso de campos de precipitación obtenidos de forma directa mediante radar y la inclusión de trazadores virtuales en el modelo. El sub-modelo de sedimentos parte del modelo CASC2D-SED (Julien, et al., 1995), en este no se han realizado modificaciones.

Para obtener una simulación continua de sedimentos se ha optado por un esquema de simulación en dos escalas: 1. simulación de largo plazo a escala diaria, y 2. Simulación de eventos a escala horaria, en cada escala se ha obtenido un conjunto de parámetros escalares calibradores del modelo (Francés et al., 2007). Entre ambos conjuntos de parámetros se ha buscado que se mantenga el balance hidrológico, por lo tanto, los parámetros relacionados por el almacenamiento se mantienen constantes (Tabla 1). La simulación a escala diaria se realizó en el año 2015, obteniendo un índice de Nash de 0.7 comparado con la estación El Viento. Al final de cada periodo de simulación (diario) se han guardado los estados del modelo. La simulación horaria se realiza en los días que ocurren eventos significativos de lluvia, como condiciones iniciales se toman los estados del modelo del modelo guardados a escala diaria. En este caso con una sola parametrización, se obtienen eficiencias que varían entre 0.4 y 0.8.

Tabla 1. Parámetros de calibración para el modelo hidrológico en las dos escalas temporales.

Parámetro	**Calibración diaria**	**Calibración horaria**
Evapotranspiración	0.75	0.03
Infiltración	0.35	0.003
Percolación	5.2	0.5
Perdidas	0.0	0.0
Velocidad Superficial	1.0	0.03
Velocidad Sub-Superficial	4.9	1.0
Velocidad Subterránea	9.56	1.45
Velocidad en el cauce	0.99	0.15
Almacenamiento máximo capilar	1.0	1.0
Almacenamiento máximo gravitacional	1.0	1.0

Debido al buen desempeño del modelo en gran parte de los eventos, es posible asumir que este representa de forma adecuada las condiciones hidrológicas. Y, por lo tanto, en cada evento se conocen: la producción de sedimentos, el sedimentograma, la distribución espacial del volumen erosionado, las características de la precipitación, de la hidrógrafa simulada y los componentes de escorrentía y flujo sub-superficial de la misma. Teniendo en cuenta lo anterior, se realiza un análisis comparativo entre la producción de sedimentos, la intensidad máxima, intensidad media y el área de la cuenca cubierta en cada evento. Adicional, se realiza una comparación entre la erosión, la cantidad de escorrentía simulada, y la variabilidad de los estados del modelo.

ANÁLISIS Y RESULTADOS

En términos de simulación se ha logrado obtener un buen desempeño del modelo a escala diaria mediante el uso del radar. Para el periodo del año 2015 se obtiene un Nash de 0.7 con el uso de la calibración presentada en la Tabla 1. En la Figura 3 se presenta la comparación de los caudales simulados y observados, y en la Figura 4 se presenta la curva de duración de caudales.

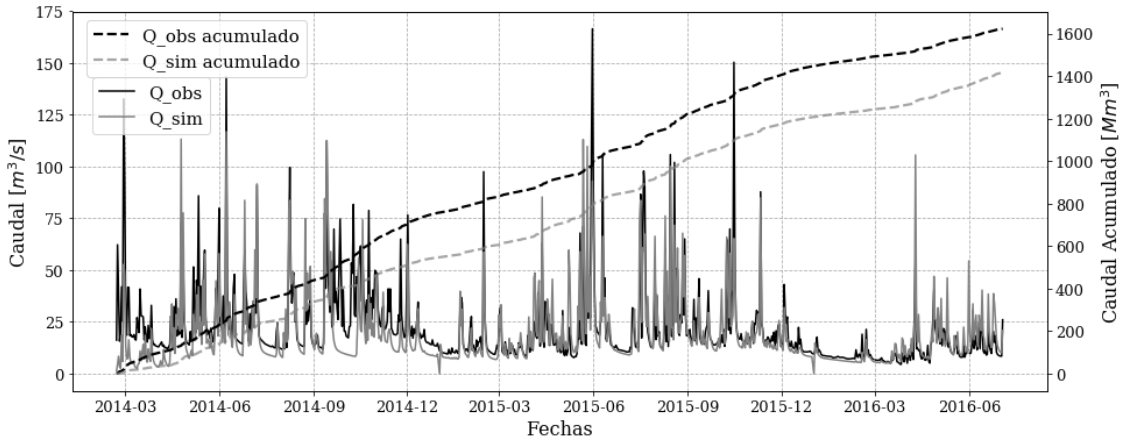


Figura 3.- Comparación caudales simulados (gris) versus observados (negro). En el segundo eje Y se presenta el volumen total para ambos casos.

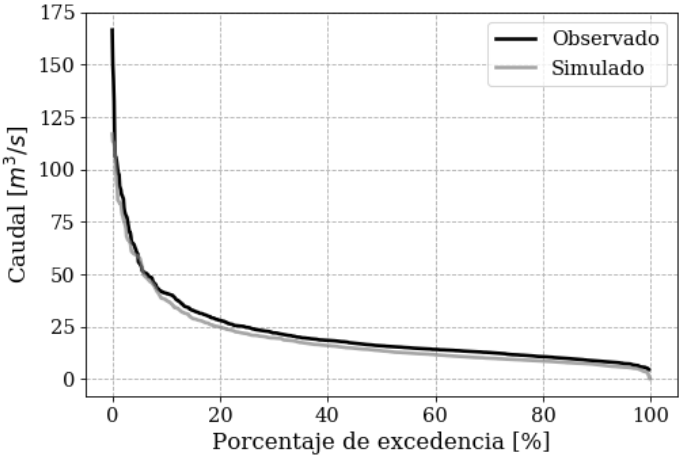


Figura 4.- Comparación curvas de duración de caudales observada (negro) y simulada (gris).

El modelo presenta un mejor ajuste para condiciones medias y secas, esto se observa tanto en la Figura 3 como en la 4. Además, logra hacer una buena representación de la variabilidad temporal hidrológica (ver Figura 3). Es de resaltar que el modelo diario no se ha usado para la simulación de sedimentos, y su calibración se ha realizado con el fin de obtener condiciones iniciales ajustadas. Por lo tanto, en la calibración no se buscó obtener la mejor aproximación a los caudales máximos diarios, si no, a las condiciones medias.

Las condiciones de simulación de eventos han sido tomadas de las condiciones obtenidas para cada día en el modelo diario. De 72 eventos evaluados, el 72% presentan un Nash superior a 0.4, de los cuales el 54% es superior a 0.6. De los eventos inferiores a 0.4 sólo el 9% presentan un Nash inferior a 0.0. Mediante la estrategia de simulación de doble escala, se ha logrado un desempeño aceptable sin un alto costo computacional asociado. Este desempeño se aprecia también en la producción de sedimentos, en donde el acumulado total simulado se ubica dentro de rangos presentados en estudios anteriores realizados sobre el mismo embalse (ver Figura 5).

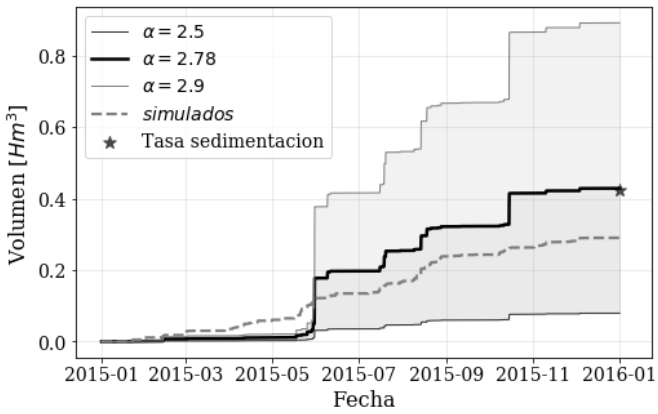


Figura 5.- Volumen total de sedimentos observados estimados mediante la ecuación (1) y cantidad total de sedimentos simulados mediante el modelo hidrológico (punteada).

En diferentes casos el modelo logra capturar tanto la variabilidad hídrica como sedimentológica. En la Figura 6 se presentan los resultados de 3 casos seleccionados, en estos se observa tanto el comportamiento simulado como observado. Se observa un mayor desempeño en los eventos de mayor magnitud, este comportamiento aplica tanto para sedimentos como caudal líquido. En la Figura 7 se presentan los campos de precipitación acumulada para los 3 casos acompañados del campo de erosión total obtenido por el modelo en cada uno de ellos.

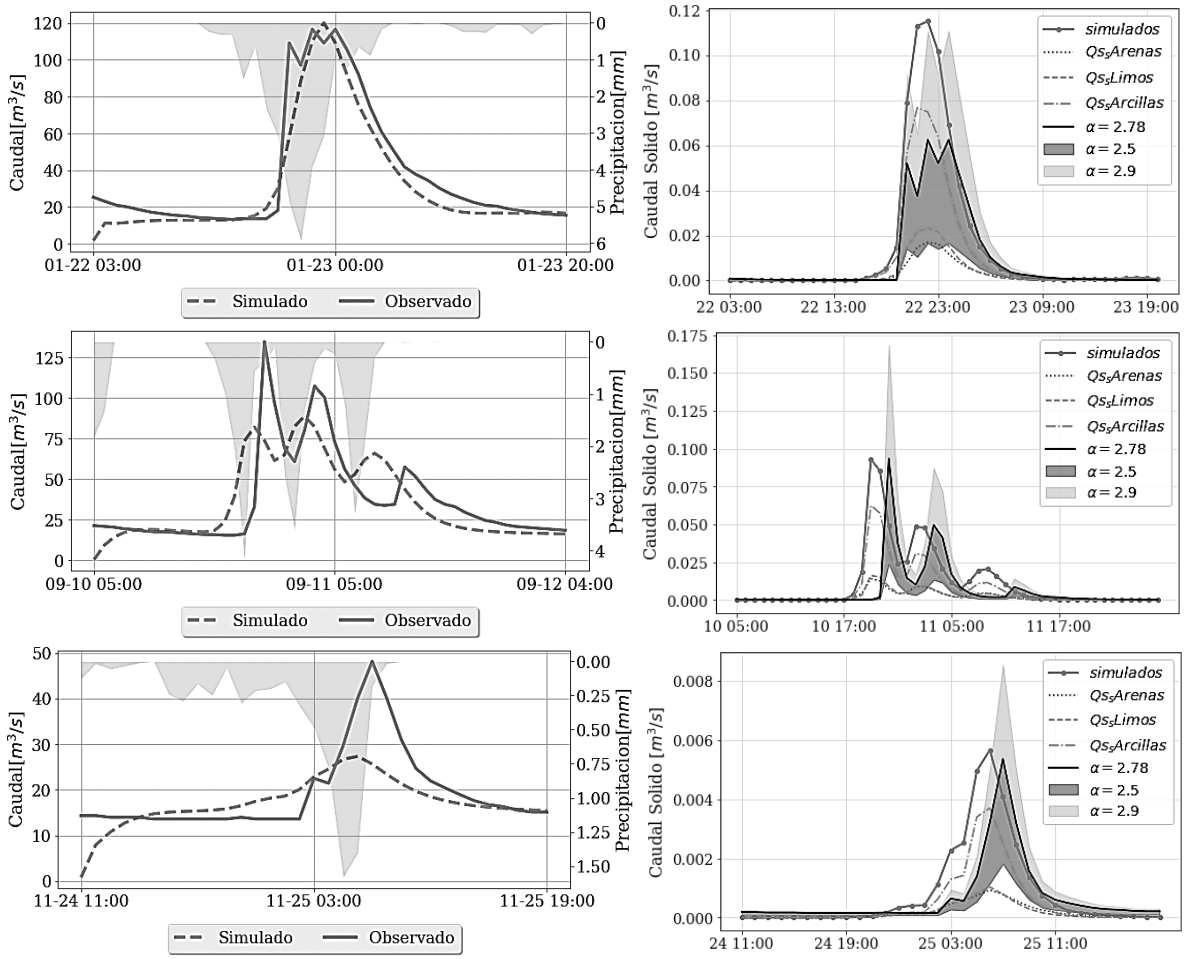
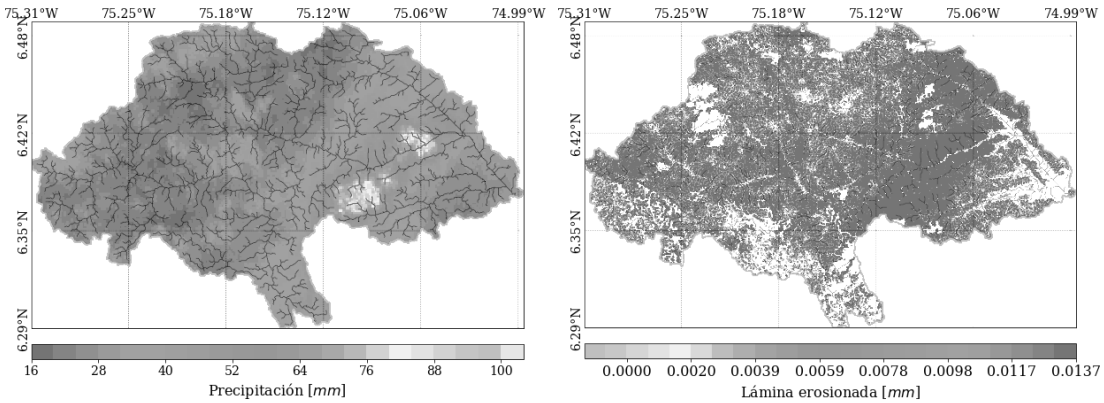


Figura 6.- Resultados para el 23 de enero, 10 de septiembre y 24 de noviembre del 2015. Izquierda: resultados de simulación hidrológica para el evento. Derecha: resultados de la simulación de sedimentos, las bandas corresponden a la incertidumbre estadística en los sedimentos observados, las líneas a las porciones de sedimentos simulados.

De acuerdo con la Figura 7 existe una relación importante entre la precipitación y la producción de sedimentos. En los tres casos se observa una relación entre las zonas de mayor producción y las de mayor acumulación de precipitación. La erosión parece estar fuertemente ligada a las regiones de mayor acumulación de precipitación, a su vez, la alta acumulación durante eventos de tormenta se encuentra ligada a sistemas convectivos locales limitados a ciertas regiones de la cuenca. El resultado presentado en la Figura 7 resalta la relevancia de la precipitación en el entendimiento de la producción de sedimentos, más cuando se trata de una cuenca tropical en donde los eventos de tormenta se caracterizan por la presencia de sistemas convectivos de alta intensidad.



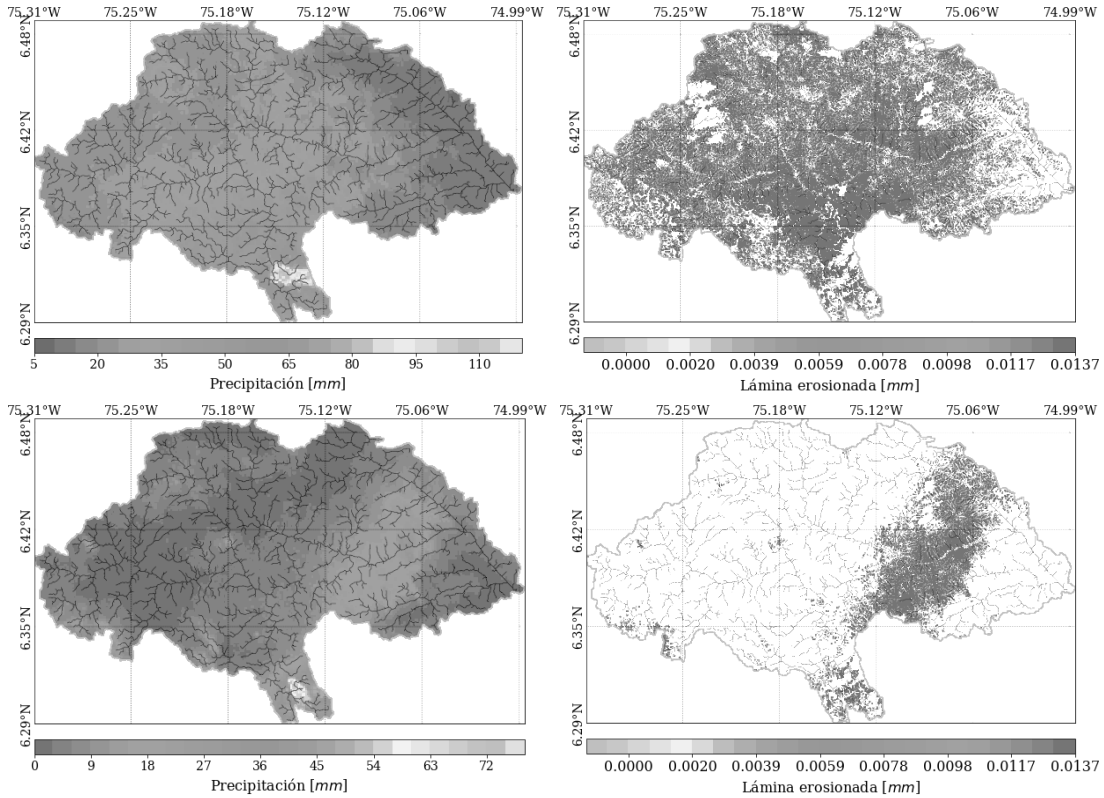


Figura 7.- Campo de precipitación a la izquierda y campo de lámina erosionada a la derecha para los eventos del 23 de enero, 10 de septiembre y 24 de noviembre del 2015.

En la Figura 8 se presenta la comparación entre la producción de sedimentos y las características de intensidad media y máxima en cada evento. Tanto la intensidad máxima como la media parecen tener una relación con la cantidad de material erosionado y depositado. A mayor intensidad, mayor erosión, fenómeno probablemente asociado a la producción hortoniana de escorrentía en la cuenca. Sin embargo, la relación parece variar en ambos casos, con un comportamiento diferenciado entre los depósitos y lo erosionado. Además, durante eventos extremos con altas tasas de intensidad, la relación tiende a presentar una mayor dispersión, lo cual da a entender que el fenómeno se encuentra ligado a otras variables además de la precipitación.

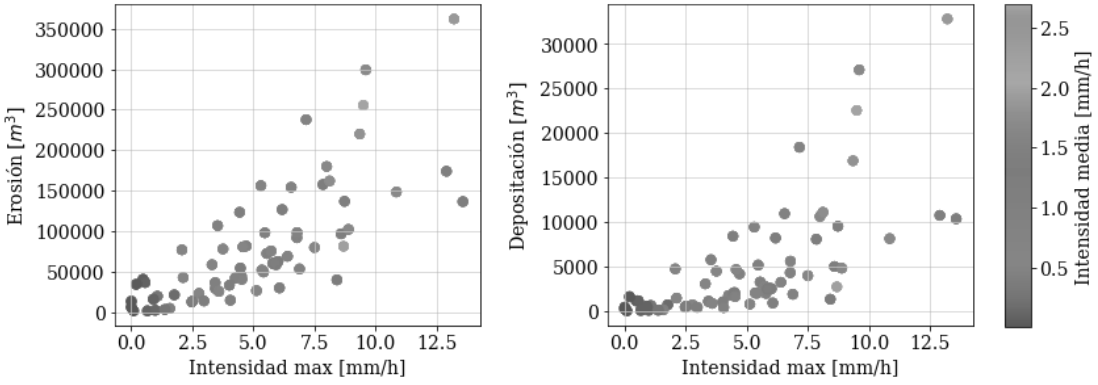


Figura 8.- Comparación de la erosión y la depositación vs la intensidad máxima (eje X) y la intensidad media (escala de grises de los puntos).

Adicional a la intensidad máxima y media, se evalúa la duración de cada evento y el porcentaje de área de la cuenca cubierta por el evento. En la figura 9 se observa que a mayor área cubierta por el evento (eje X) incrementa la erosión total. Si bien, este es un resultado local asociado al tamaño de la cuenca, los resultados muestran que existe una influencia importante por parte del tamaño de la tormenta, esta dinámica posiblemente se encuentre relacionada con la cantidad de laderas cubiertas

durante el evento. En cuanto a la duración de las tormentas (tamaño de los círculos), no parece tener una relación clara con la cantidad de material erodado.

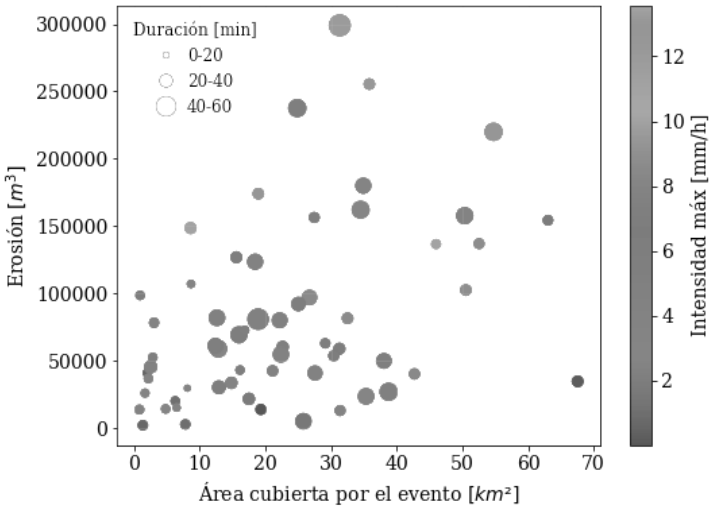


Figura 9.- Variación de la producción de sedimentos en función del área cubierta de la cuenca por cada evento de precipitación (eje X), de la intensidad máxima (escala de grises) y de la duración del evento (tamaño del círculo).

De acuerdo a las Figuras 8 y 9, la intensidad y el área cubierta son dos de los factores más relevantes en la producción de sedimentos. Además, la duración parece tener poca influencia. Estos resultados indican que la erosión se encuentra ligada a producción hortoniana de escorrentía. La relación con la escorrentía se presenta en la Figura 10, en donde se aprecia una relación directa. En este caso los tonos de gris representan la intensidad media del evento. Al parecer, la escorrentía no varía únicamente de acuerdo a la intensidad, el volumen de escorrentía varía también en función de las condiciones antecedentes de la cuenca y de los patrones espacio - temporales de la precipitación. Comparado con los resultados de la Figura 8, la escorrentía presenta una menor dispersión. Además, parece existir un cambio de comportamiento en eventos en donde se alcanza una escorrentía total superior a los 120mm.

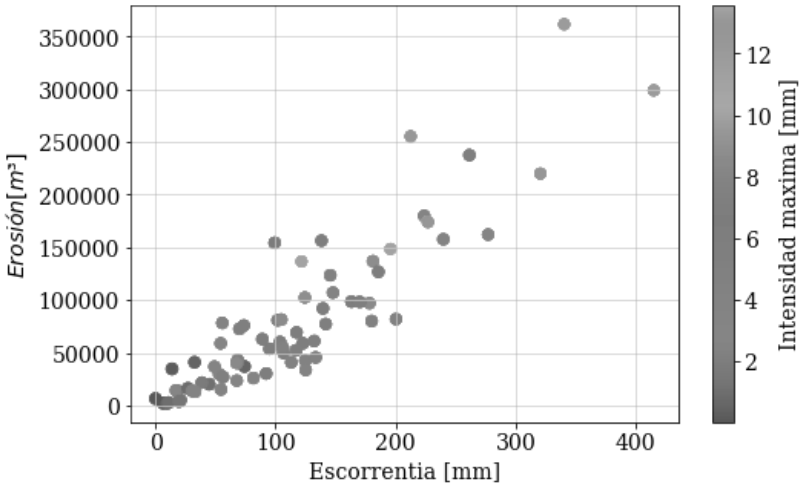


Figura 10.- Producción de sedimentos comparada con la escorrentía simulada en cada evento.

Complementaria a la Figura 10, en la Figura 11 se evidencia una relación entre la tasa de infiltración y la producción de sedimentos. Tasas medias y bajas de infiltración se traducen en alta escorrentía y por ende mayor producción de sedimentos. Estos resultados van de la mano con el comportamiento de la intensidad máxima en los eventos.

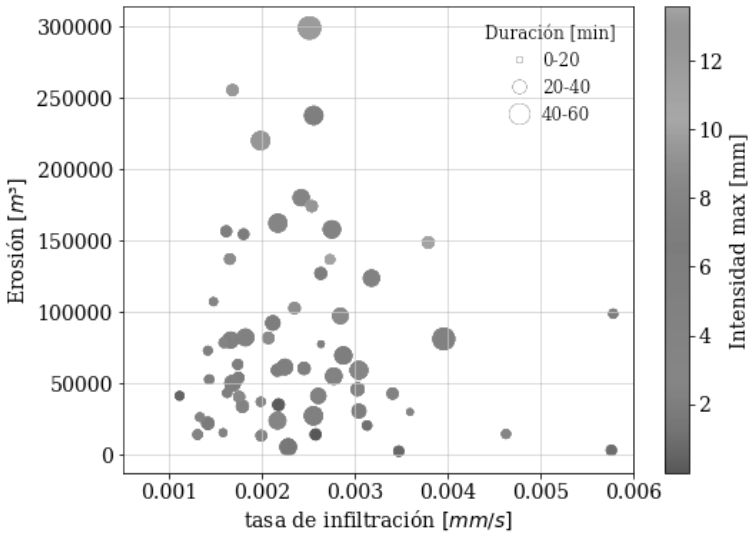


Figura 11.- Volumen erosionado comparado con la tasa media de infiltración de cada evento.

Dentro de los resultados se evidencia una fuerte relación entre las características de intensidad, la topografía y los suelos. Además, las condiciones antecedentes presentan una influencia que debe ser explorada de forma más profunda, ya que se encuentran vinculadas con la generación de escorrentía y por lo tanto con la producción de sedimentos.

CONCLUSIONES

Se implementó un modelo hidrológico y de sedimentos en una cuenca tropical mediana. En donde debido a condiciones orográficas y climáticas se presentan eventos convectivos de forma continua. Teniendo en cuenta las condiciones descritas, se exploraron potenciales relaciones entre la producción de sedimentos, algunas características de la cuenca y la variabilidad de la precipitación.

El modelo hidrológico ha sido utilizado en 2 escalas diferentes de tiempo, la primera con el objeto de obtener condiciones de inicio, y la segunda para simular la producción de sedimentos de forma detallada. Mediante la simulación detallada apoyada en información de radar, ha sido posible explorar potenciales relaciones existentes entre la estructura de la lluvia, las condiciones de la cuenca y la producción de sedimentos.

El desempeño del modelo empleado es satisfactorio en sus dos componentes, hidrológico y sedimentológico, almacenar las condiciones iniciales con un modelo de una resolución temporal mayor representa una mejora en cuanto a esfuerzo computacional. En el análisis por eventos se observan evidencias de la relación que existe entre las características espaciales y temporales de la precipitación, como algunas asociadas al suelo o a la cobertura. En el caso de la precipitación mayores intensidades representan una mayor erosión lo cual se relaciona con el incremento de la escorrentía, y está a su vez, se relaciona con la tasa de infiltración, mayores tasas de infiltración representan menor escorrentía y por ello menor producción de sedimentos. vale la pena resaltar la necesidad de continuar estudiando en detalle las implicaciones de la estructura de la precipitación en los procesos erosivos y de transporte de sedimentos a escala de cuenca.

Dentro de los resultados se evidenció la necesidad de realizar un futuro análisis a una escala temporal de mayor detalle. Las relaciones con la intensidad y la escorrentía sugieren que ambas variables son cruciales en la producción de sedimentos en su entendimiento. Ambas variables pierden fidelidad al ser agregadas temporalmente. Esto implica el uso de altas resoluciones temporales para obtener un buen entendimiento de su dinámica y de su vínculo con la producción de sedimentos.

Los resultados de las Figuras 10 y 11 indican una relación entre la producción y la dinámica hidrológica de la cuenca. Esta dinámica debe ser explorada en mayor detalle en un trabajo futuro.

También es importante resaltar la importancia de contar con registros de sedimentos en tiempo real, que permitan observar la variabilidad de los mismos durante eventos de tormenta. En el presente estudio se calibró el modelo con una serie de sedimentos reconstruida, este procedimiento involucra mayor incertidumbre en los resultados.

Referencias Bibliográficas

Angulo-Martínez, M., & Beguería, S. (2012). "Trends in rainfall erosivity in NE Spain at annual, seasonal and daily scales, 1955 - 2006." *Hydrology and Earth System Sciences*, *16*(10), pp. 3551–3559.

Bogena, H., Diekkrüger, B., Klingel, K., Jantos, K., & Thein, J. (2003). Analysing and modelling solute and sediment transport in the catchment of the Wahnbach River. Physics and Chemistry of the Earth, 28(6–7), 227–237.

Borrelli, P., Märker, M., Panagos, P., & Schütt, B. (2014). "Modeling soil erosion and river sediment yield for an intermountain drainage basin of the Central Apennines, Italy". *Catena*, *114*, pp. 45–58.

Caracciolo, D., Arnone, E., Noto, L.V. (2014) Influence of spatial precipitation sampling on hydrological response at the catchment scale. Journal of Hydrologic Engineering, 19 (3), pp. 544-553.

Deal, E., Favre, A. C., & Braun, J. (2017). "Rainfall variability in the Himalayan orogen and its relevance to erosion processes". *Water Resources Research*, *53*(5), pp. 4004 – 4021.

Francés, F., Vélez, J. I., Vélez, J. J. (2007). Split-parameter structure for the automatic calibration of distributed hydrological models. Journal of Hydrology. 332, (1): 226–240.

Hastings, B. K., Breshears, D. D., & Smith, F. M. (2005). Spatial Variability in Rainfall Erosivity versus Rainfall Depth. Vadose Zone Journal, 4(3), 500.

Houze, R.A., Rasmussen, K.L., Zuluaga, M.D., & Brodzik, S.R. (2015). The variable nature of convection in the tropics and subtropics: A legacy of 16 years of the Tropical Rainfall Measuring Mission satellite. Reviews of geophysics.

Hoyos, N., Waylen, P. R., & Jaramillo, Á. (2005). **"**Seasonal and spatial patterns of erosivity in a tropical watershed of the Colombian Andes". *Journal of Hydrology*, *314*(1–4), pp. 177–191.

JAXA/METI ALOS PALSAR L1.0 (2007). Accessed through ASF DAAC 11 June 2015. doi: 10.5067/Z97HFCNKR6VA.

Julien, P. Y., B. Saghafian, and F. L. Ogden, 1995. Raster-Based Hydrologic Modeling of Spatially-Varied Surface Runoff. Water Resources Bulletin, 31(3):523-536

Kampf, S. K., Brogan, D. J., Schmeer, S., MacDonald, L. H., & Nelson, P. A. (2016). How do geomorphic effects of rainfall vary with storm type and spatial scale in a post-fire landscape? Geomorphology, 273, 39–51.

Khairolanuar, M. H., Ismail, A. F., Jusoh, A. Z., & Mohd Sobli, N. H. (2015). Classification of rain types for rain attenuation prediction method improvement based on radar information in tropics. ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences, 10(16), 7202–7205.

Krajewski W.F. & Smith J.A. (2002). Radar hydrology: rainfall estimation. Advances in Water Resources 25 (2002) 1387-1394.

Louvet, S., Paturel, J.E., Mahé, G., Rouché, N., Koité, M. (2016). Comparison of the spatiotemporal variability of rainfall from four different interpolation methods and impact on the result of GR2M hydrological modeling—case of Bani River in Mali, West Africa. Theoretical and Applied Climatology, 123 (1-2), pp. 303-319.

Lu, H., & Yu, B. (2002). "Spatial and seasonal distribution of rainfall erosivity in Australia". *Australian Journal of Soil Research*, *40*, 887.

Merritt, W. S., Letcher, R. a., & Jakeman, a. J. (2003). A review of erosion and sediment transport models. Environmental Modelling and Software, 18(8–9), 761–799.

Meusburger, K., Steel, A., Panagos, P., Montanarella, L., & Alewell, C. (2012). "Spatial and temporal variability of rainfall erosivity factor for Switzerland". *Hydrology and Earth System Sciences*, *16*(1), pp. 167–177.

Qin, W., Guo, Q., Zuo, C., Shan, Z., Ma, L., & Sun, G. (2016). "Spatial distribution and temporal trends of rainfall erosivity in mainland China for 1951–2010". *Catena*, *147*, pp. 177–186.

Seed, A., & Austin, G. (1990). Variability of summer Florida rainfall and its significance for the estimation of rainfall by gages, radar, and satellite. Journal of Geophysical Research, 93(d3), 2207–2215.

Snyder, N. P., Whipple, K. X., Tucker, G. E., & Merritts, D. J. (2003). Importance of a stochastic distribution of floods and erosion thresholds in the bedrock river incision problem. Journal of Geophysical Research: Solid Earth, 108(B2).

Vélez, J. I. (2001). Desarrollo de un modelo hidrológico conceptual y distribuido orientado a la simulación de las crecidas. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Valencia, España.
Wilkinson, S. N., Dougall, C., Kinsey-Henderson, A. E., Searle, R. D., Ellis, R. J., & Bartley, R. (2014). Development of a time-stepping sediment budget model for assessing land use impacts in large river basins. Science of the Total Environment, 468–469, 1210–1224.
Wu, Z., Zhang, Y., Sun, Z., Lin, Q., He, H. (2018) Improvement of a combination of TMPA (or IMERG) and ground-based precipitation and application to a typical region of the East China Plain. Science of the Total Environment, 640-641, pp. 1165-1175.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

EL BALANCE HÍDRICO DE LA VERTIENTE DEL PACÍFICO PERUANO EN EL CONTEXTO DE CAMBIO HIDROCLIMÁTICO (1970 – 2008)

Pedro Rau[1,2*], Luc Bourrel[2], David Labat[2], Denis Ruelland[3], Waldo Lavado[4]
[1] Universidad de ingeniería y Tecnología UTEC. Departamento de Ingeniería Ambiental – CITA, Lima, Perú
[2] UMR 5563 GET, Université de Toulouse – CNRS – IRD – OMP – CNES, Toulouse, Francia
[3] CNRS, UMR 5569 HydroSciences Montpellier HSM, Montpellier, Francia
[4] SENAMHI. Dirección General de Hidrología y Recursos Hídricos, Lima, Perú
**prau@utec.edu.pe*

RESUMEN:

La vertiente del Pacífico peruano solo se beneficia del 2% del total del agua superficial disponible a nivel nacional, mientras concentra casi el 50% de la población del país. Las fluctuaciones de caudales en las numerosas cuencas de esta región en respuesta a la variabilidad climática y/o las actividades humanas se pueden reflejar en eventos extremos (inundaciones, erosión y sequías). Para documentar este tema crucial en Perú, presentamos aquí un análisis cuantitativo de la variabilidad del balance hídrico de esta región, explorando enlaces entre esta variabilidad y el clima y/o presión antrópica. Primero presentamos un análisis detallado de la variabilidad hidroclimática a escala de tiempo anual y a escala de cuenca hidrográfica durante el período 1970-2008. Además de corroborar la influencia de eventos El Niño extremos sobre la precipitación y los caudales en las cuencas septentrionales, se obtuvo un calentamiento medio de 0.2 °C por década en todas las cuencas. Se aplicó la relación de Budyko-Zhang que caracteriza el ciclo del agua como función única del clima, lo que permite la identificación de cuencas con significativa influencia climática y antrópica en el balance de agua. Esta metodología reveló que 11 de las 26 cuencas analizadas, se caracterizan por una baja disparidad en el balance de agua relacionada con una menor influencia climática y antrópica, lo cual fue verificado con un menor cambio en la cobertura del suelo mediante el uso de la teledetección.

ABSTRACT:

The Peruvian Pacific drainage only benefits from 2% of the total national available freshwater while concentrating almost 50% of the country's population. Streamflow fluctuations in the numerous catchments of this region in response to climate variability and/or human activities can be reflected in extreme events (floods, erosion and droughts). To document this crucial issue in Peru, we present here a quantitative analysis of water balance variability of this region, exploring links between this variability and climate and/or anthropic pressure. First, we present a detailed analysis of the hydroclimatic variability at annual time step and at catchment scale during the 1970-2008 period. In addition to corroborating the influence of extreme El Niño events on precipitation and flows in the northern catchments, an average warming of 0.2 °C per decade was obtained in all catchments. The Budyko-Zhang relationship that characterizes the water cycle as unique function of the climate was applied, which allows the identification of catchments with significant climatic and anthropic influence on the water balance. This methodology revealed that 11 out of 26 catchments analyzed, are characterized by a low disparity in the water balance related to a less climatic and anthropogenic influence, which was verified with a lower land cover change through the use of remote sensing.

PALABRAS CLAVES: balance hídrico; Budyko; cambio climático; antropogenización, aridez

INTRODUCCIÓN

En las regiones secas, los efectos de la variabilidad climática y las actividades humanas en la escorrentía son significativamente más visibles que en otras regiones climáticas (Mortimore, 2009), lo que resulta en una reducción o aumento del rendimiento hídrico de una cuenca (Brown et al., 2005; Donohue et al., 2011; Chen et al. 2013). Las cuencas hidrográficas de la vertiente del Pacifico peruano (en lo sucesivo, Pd) se caracterizan clásicamente por condiciones de tierras secas (e.g. zonas áridas y semiáridas), lo que implica problemas de escasez de agua para consumo humano y actividades económicas en las grandes ciudades ubicadas principalmente en las zonas bajas. Asimismo, se ven afectados por los efectos devastadores de las inundaciones (ANA, 2012). Estudios previos como Lavado et al. (2012) mostraron la ausencia de una tendencia regional uniforme y de cambios principalmente en el escurrimiento mínimo y que fueron atribuidos a la influencia antropogénica en 29 cuencas analizadas. Estudios anteriores (ANA, 2012) analizaron la oferta y la demanda de agua en las principales cuencas como una aproximación del balance hídrico con objetivos dentro del marco de la gestión de agua.

La cuantificación y desciframiento de los efectos de la variabilidad climática y las actividades humanas en el régimen hidrológico representan un desafío, especialmente a escalas cortas de espacio y tiempo (Wagener et al., 2010). Para descifrar la influencia de la variabilidad climática y de la antropogenización en el balance hídrico, basamos nuestro estudio en la teoría de Budyko (Budyko, 1958; 1974). Esta teoría es ampliamente utilizada y es un marco empírico global bien establecido dentro de la comunidad hidrológica (Donohue et al., 2011; Coron et al., 2015: Greve et al. 2015). Todas las interacciones a través del ciclo hidrológico entre la vegetación, el suelo y atmósfera crean un equilibrio empírico representado por la curva de Budyko (van der Velde et al., 2013). Para enfatizar el impacto de otros factores en el balance hídrico como la vegetación, una relación general emergente propuesta por Zhang et al. (2001) conocido como la relación de Budyko-Zhang ha sido usado. Este marco empírico ha sido aplicado a cuencas individuales y en regiones específicas hasta hoy, considerando diferentes enfoques como la evaluación de su sensibilidad al cambio climático (Donohue et al., 2011; van der Velde et al. 2013). Para responder adecuadamente a los problemas planteados por los efectos del cambio climático en los recursos hídricos (Sivapalan et al., 2011) la curva de Budyko es reconocida como una "herramienta de mucho valor con un retorno a los conceptos básicos, es decir, hacia la base física del balance hídrico de una cuenca" (Coron et al. 2015).

El grado de influencia antropogénica puede determinarse usando dos tipos de influencia en el cambio de la escorrentía: actividades humanas con influencia directa (e.g. conservación del suelo, obras de control del agua, aumento de la demanda de agua) y las actividades humanas con influencia indirecta (e.g. uso de la tierra y cambios en la cobertura del suelo) (Wang et al., 2013). Estos constituyen elementos descriptivos para comprender el comportamiento de las series de datos hidroclimáticos a escala interanual e identificar las cuencas que presentan un bajo nivel de antropogenización. Esta selección puede realizarse a través de un análisis de "disparidad en el balance hídrico" en cada cuenca a través de la relación de Budyko-Zhang, que supone que las cuencas no presentan cambios en el almacenamiento de agua promedio a largo plazo ($\geq$ 10 años) (Zhang et al., 2001). Este es un estado estacionario supuesto y se relaciona con un balance hídrico cerrado del sistema. Estas condiciones se espera que se presenten en cuencas con una baja disparidad en sus balances hídricos (Rau et al., 2017b). Este estudio tiene como objetivo explicar el comportamiento hidroclimático de las cuencas de la Pd como un punto de referencia para la comprensión de la influencia del clima y de la antropogenización en el balance hídrico a lo largo de una gran extensión latitudinal con una topografía empinada. De esta forma se busca identificar aquellas cuencas que presentan una mayor y menor disparidad en el balance hídrico desde el punto de vista del cambio en la cuenca y cambio en el clima.

DATOS

Datos hidroclimáticos in-situ y validación

La base de datos cubre el período 1970-2008 e incluye a la precipitación, temperatura y caudal mensual. Las series de precipitación se obtuvieron de 139 estaciones pluviométricas, las series de temperatura desde 59 estaciones meteorológicas, y el caudal de 35 estaciones hidrológicas (ver Figura 1a) gestionadas por el SENAMHI (Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú). Se realizó una cuidadosa verificación de la calidad de estos datos de la siguiente forma: la precipitación fue previamente homogenizada y validada (ver Bourrel et al., 2015 y Rau et al., 2017a para detalles sobre el procesamiento). La temperatura fue homogenizada y validada según Lavado et al. (2013), es decir los valores faltantes se completaron con el promedio mensual y con el método de correlación múltiple basado en estaciones geográficas aledañas. El caudal fue homogenizado y validado considerando el enfoque de regionalización entre cuencas vecinas (Lavado et al., 2012).

Datos hidroclimáticos grillados y procesamiento

Los datos de precipitación y temperatura se interpolaron a una grilla de 5 × 5 km usando el método del IDW (Inverso de la Distancia ponderada). Los efectos orográficos sobre la precipitación y la temperatura fueron representados utilizando el modelo de elevación digital SRTM (90 x 90 m) en una manera similar como se describe en Ruelland et al. (2014). Los efectos de la altitud sobre la precipitación se consideraron utilizando el esquema de Valéry et al. (2010) con un factor de corrección de 4×10^{-4} m^{-1} (estimado en el área total de la Pd), que corresponde a un 20% de aumento en la precipitación local para una elevación de 500 m. La temperatura se interpoló considerando una gradiente constante de - 6.5 °C/km (estimado en el área total de la Pd). La evapotranspiración potencial (PET) fue estimada con la relación de Oudin (Oudin et al., 2005), fórmula basada en la temperatura y radiación solar y adaptada a regiones áridas y semiáridas limitadas por la escasez de datos climáticos in situ (e.g. Hublart et al. ,2015). Efectivamente, Oudin et al. (2005) mostró que, desde un punto de vista operacional, este modelo es tan eficiente como modelos más complejos como el modelo Penman y sus variantes.

$$PET = \frac{R_e}{\lambda \rho} \frac{T + K_2}{K_1} \text{ si } T + K_2 > 0$$
$$PET = 0, en\ otro\ caso \quad (1)$$

donde PET es la tasa de evapotranspiración potencial (mm/día), Re es la radiación extraterrestre (MJ/m^2/día), λ es la radiación latente flujo de calor (2,45 MJ/kg), ρ es la densidad del agua (kg/m^3), T es la temperatura media diaria del aire (°C), y K1 y K2 son constantes de ajuste. Finalmente, restringimos el análisis a 26 cuencas (ver Figura 1a) los cuales cumplen los requisitos de validación.

Datos de cobertura de suelo y modelo de elevación digital

Se emplearon 4 mapas de cobertura terrestre basados en imágenes obtenidas por teledetección entre 1984 y 2008. Están basados en imágenes multiespectrales de diferentes sensores con una resolución que aumenta en el tiempo: las del LBA (Large Scale Biosphere-Atmosphere Experiment in Amazonia) para 1984 (DeFries et al., 1998; 8 × 8 km cuadrícula) y 1992/1993 (Hansen et al., 2000; cuadrícula de 1 × 1 km). Las coberturas terrestres de 2001 y 2008 se derivaron del MODIS (Moderate Resolution Imaging Spectroradiometer). Estos productos se encuentran disponibles desde: http://glcf.umd.edu/data/lc en grillas de 10 × 10 km. La Figura 1a, muestra que la región Pd se caracteriza principalmente por cuatro tipos de cobertura de suelo: suelo desnudo (*bare ground*), matorral abierto (*open schrubland*), pastizales (*grassland*) y tierras de cultivo (*cropland*). El modelo de elevación digital que se muestra en la Figura 1b se obtuvo del SRTM de 90 × 90 m (Shuttle Radar Topography Mission, NASA-NGA, USA disponible desde http://srtm.csi.cgiar.org). Permitió la delineación de las 26 cuencas hidrográficas estudiadas (ver numeración y parámetros en la Tabla 1), así como la corrección orográfica mencionada en el ítem anterior.

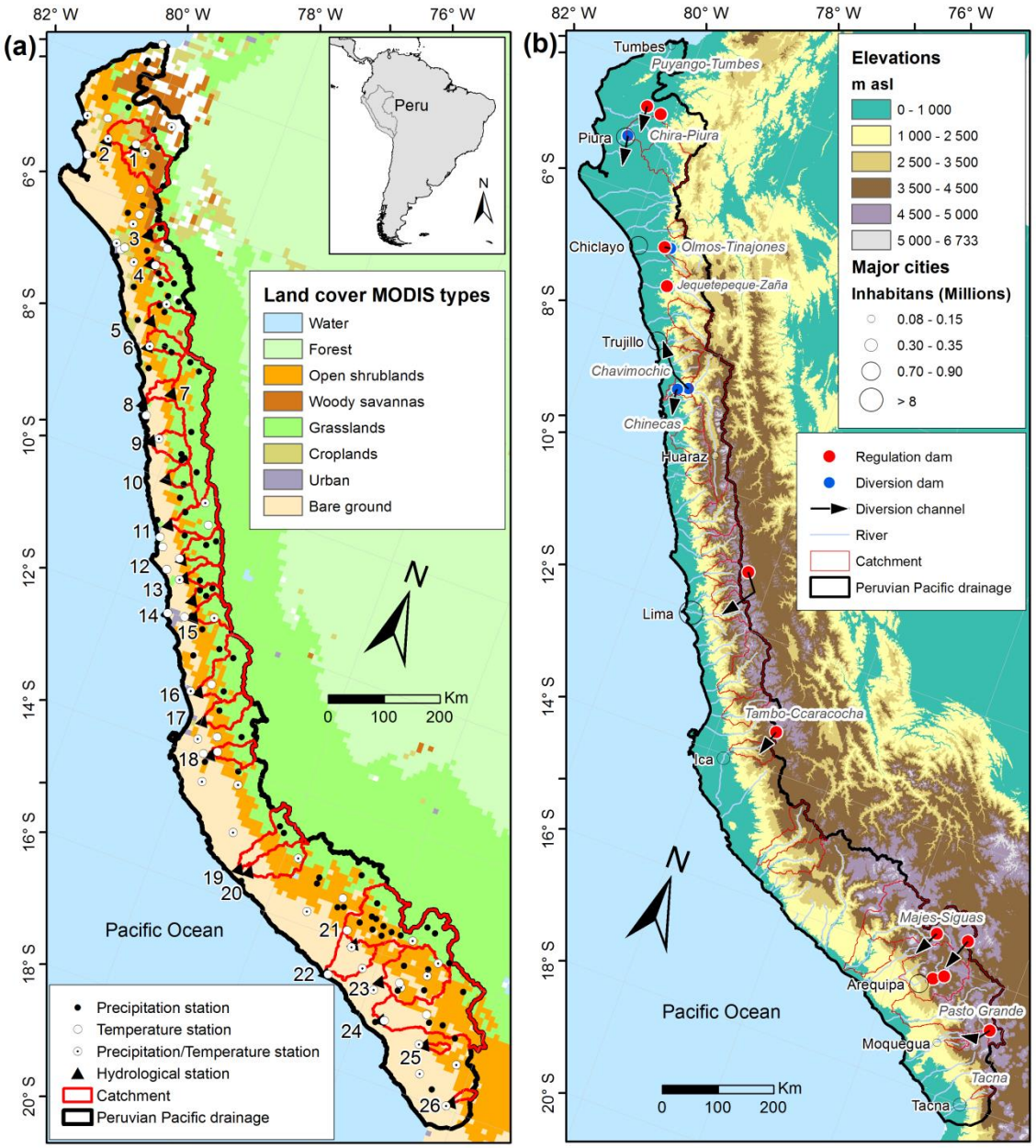


Figura 1.- Ubicación de las 26 cuencas hidrográficas estudiadas en la vertiente del Pacifico peruano. **(a)** Estaciones hidroclimatológicas y cobertura de suelo MODIS (2008). **(b)** Gran infraestructura hidráulica (nombres en gris itálico) que abastecen de agua a las irrigaciones en las zonas áridas y principales ciudades.

METODOLOGIA

Evaluación de series de tiempo hidroclimáticas

Se realizaron análisis complementarios para detectar tendencias y cambios plausibles usando la prueba de tendencias Mann-Kendall (Mann, 1945; Kendall, 1975) no paramétrica, el método de la curva de doble masa (Searcy y Hardison, 1960) y la prueba de Pettitt (Pettitt, 1979).

Disparidad del balance hídrico en cuencas hidrográficas

El balance hídrico para una cuenca hidrográfica puede describirse a escala anual como:

$$P = AET + R + \Delta S \qquad (2)$$

donde P es precipitación (mm/a), AET es la evapotranspiración real (mm/a), R es la escorrentía (mm/a) y ΔS es el cambio en el almacenamiento de agua de la cuenca (mm/a). A escala anual, ΔS puede obviarse durante largos períodos (≥10 años) (Zhang et al., 2001). Con base en la teoría de Budyko (Budyko, 1974) que considera que la energía y el agua disponibles como los factores principales para determinar la tasa de evapotranspiración real, usamos aquí el enfoque desarrollado por Zhang et al. (2001). La curva de Budyko-Zhang estima el AET de la siguiente forma:

$$\frac{AET}{P} = \frac{1 + w\left(\frac{PET}{P}\right)}{1 + w\left(\frac{PET}{P}\right) + \frac{P}{PET}} \quad (3)$$

donde PET (mm/a) es la evapotranspiración potencial y *w* (no dimensional) es el coeficiente de agua disponible para las plantas (relacionado con el tipo de vegetación). El parámetro muy sensible "w" se calibra en el AET interanual a largo plazo de la ecuación 3. El uso de la curva Budyko-Zhang sobre la Pd aparece como un método valioso para la interpretación del balance hídrico considerando la importancia de la vegetación en regiones áridas y semiáridas (Zhao et al., 2013; Chen et al., 2013).

La baja disparidad del balance hídrico en una cuenca se evaluó en términos de tres criterios: **a)** la forma de la asociación de puntos entre el índice de sequedad (PET/P) y el índice evaporativo (AET/P), debe seguir una curva de Budyko-Zhang con un valor positivo de "w", **b)** el coeficiente de correlación "r" entre el AET estimado utilizando Budyko-Zhang y el estimado utilizando el balance hídrico (ecuación 2) debe ser mayor que 0,7 y **c)** el error estándar relativo (% RSE) del ajuste de la curva debe ser inferior al 15%. Cualquier cuenca fuera de estos tres criterios cae fuera de la curva de Budyko y se consideraría como una cuenca con una alta disparidad en el balance hídrico. De acuerdo con Wang et al. (2011), Jones et al. (2012) y Coron et al. (2015), dicha cuenca con alta disparidad se interpreta como fuertemente influenciada por la antropogenización, o una cuenca hidrográfica bajo fuertes condiciones de variabilidad climática, especialmente sequías, o una cuenca con otros componentes faltantes del balance hídrico (como la demanda de agua, alteración de flujos de agua subterránea) o en el peor caso, una cuenca donde hubo mediciones inadecuadas.

RESULTADOS

Series temporales hidroclimáticas

Se determinó la serie anual de PET, de la escorrentía anual (R) por la relación entre Q y el área de drenaje (A), y la evapotranspiración real anual (AET) por balance hídrico (P - R) para el año hidrológico (septiembre - agosto). Los valores medios anuales de las series hidroclimáticas se muestran en la Tabla 1. Para la precipitación media anual, las cuencas ubicadas en las áreas septentrionales generalmente presentan valores superiores a las áreas del sur. Esto se debe a la influencia del fenómeno El Niño sobre las cuencas septentrionales que aparece claramente en los picos durante los eventos 1982/1983 y 1997/1998 conocidos como años de eventos extremos de El Niño. Esta influencia también está presente en la variabilidad de la escorrentía. Para la temperatura media anual, PET y AET, disminuyen en general hacia las latitudes meridionales. La variabilidad media anual de la PET sigue el mismo comportamiento de la variabilidad media anual de la temperatura a lo largo de la Pd debido a la naturaleza empírica del método Oudin. Sin embargo, hay un ligero aumento sobre las cuencas áridas ubicadas en el sur (entre el n°18 al n°24), donde hay un predominio del suelo desnudo y las áreas de matorral abierto.

Vale la pena mencionar que las regiones secas abarcan zonas hiperáridas, áridas, semiáridas y subhúmedas secas (Brouwer y Heibloem 1986; Mortimore et al., 2009) y nuestros resultados corroboran las condiciones de aridez de la Pd, acentuándose en el norte y sur según la Figura 2. Esto puede explicarse por el rango del índice de aridez (P/PET) propuesto por Hassan y Dregne

(1997) mostrado en la Figura 2 y contrastado con el módulo de precipitación anual, un método recomendado por el Programa de las Naciones Unidas para el Medio Ambiente (UNEP).
La Tabla 1 proporciona los valores del índice de aridez promedio, siendo en la mayoría de las cuencas inferior a "1" y la precipitación por debajo de 1000 mm en todas las cuencas. Las cuencas del sur presentan una precipitación anual de alrededor de 400 mm y se definen íntegramente como zonas áridas. Las Cuencas ubicadas en las principales zonas lluviosas: Santa up (n°7), Santa (n°8), Huarmey (n°10), Huaura (n°12), Chancay Huaral (n°13), Chillón (n°14), Rimac (n°15), Cañete (n°16) y Majes (n°21) se encuentran en los límites entre las áreas semiáridas y subhúmedas secas. El resto de las cuencas hidrográficas se definirían como áreas semiáridas.

Tabla 1.- Características generales, condiciones hidroclimáticas anuales en el periodo 1970-2008 y tipos de cobertura de suelo en las 26 cuencas estudiadas. Área (A), Altitud mínima (Alt min o altura de la estación hidrométrica), Altitud máxima (Alt max) Valores anuales medios de precipitación (P), temperatura (T), evapotranspiración potencial (PET), evapotranspiración real (AET), escorrentía (R) e índice de aridez (P/PET). Cobertura de suelo en % (OS-Matorral abierto; GL-pastizales; CL-cultivos; BG-suelo desnudo) de MODIS para el 2008.

n°	**Cuenca**	**Estación hidrométrica**	**A** (km²)	**Alt min** msnm	**Alt max** msnm	**P** mm/a	**T** °C/a	**PET** mm/a	**AET** mm/a	**R** mm/a	**P/PET**	**OS** %	**GL** %	**CL** %	**BG** %
1	Piura up	Pte. Ñacara	4762	119	3526	613	20	1376	432	181	0.45	27	11	13	0
2	Piura	Pte. Sanchez Cerro	7622	23	3547	551	22	1456	355	212	0.38	34	12	20	0
3	La Leche	Puchaca	771	355	3982	640	10	831	391	249	0.77	0	75	0	0
4	Zaña	Batan	664	260	3799	817	12	933	450	367	0.88	0	50	12	0
5	Chicama	Salinar	3684	350	4217	643	14	1013	432	211	0.63	23	69	4	2
6	Moche	Quirihuac	1883	200	4238	645	8	703	509	136	0.92	26	74	0	0
7	Santa up	Condorcerro	1041	450	6567	936	2	400	505	431	2.34	13	86	0	1
8	Santa	Pte. Carretera	1166	18	6567	854	3	473	381	541	1.80	17	76	0	7
9	Casma	Sector Tutuma	2567	71	4769	430	9	769	354	75	0.56	10	63	0	27
10	Huarmey	Puente Huamba	1329	555	4742	580	6	576	453	127	1.01	14	86	0	0
11	Pativilca	Yanapampa	4196	800	5941	700	8	728	387	313	0.96	14	82	0	4
12	Huaura	Sayan	2893	650	5348	654	3	444	348	307	1.47	9	91	0	0
13	Chancay Huaral	Santo Domingo	1856	697	5122	579	1	341	286	303	1.70	9	91	0	0
14	Chillon	Larancocha	1207	1200	5099	555	2	370	390	165	1.50	23	77	0	0
15	Rimac	Chosica	2352	906	5370	646	3	436	224	422	1.48	19	81	0	0
16	Cañete	Socsi	5845	330	5632	556	1	339	261	294	1.64	20	74	0	6
17	San Juan	Conta	3057	350	5049	393	4	496	274	119	0.79	32	63	0	5
18	Ica	La Achirana	2119	500	4591	432	5	554	325	107	0.78	38	58	0	4
19	Acari	Bella Union	4242	70	4620	486	8	715	394	92	0.68	23	51	0	26
20	Yauca	Puente Jaqui	4140	214	4923	422	11	873	348	74	0.48	50	25	0	25
21	Majes	Huatiapa	13414	699	6300	537	3	430	336	201	1.25	35	59	0	6
22	Camana	Pte. Camana	16238	122	6300	441	6	593	303	137	0.74	28	47	1	24
23	Chili	Pte del diablo	8393	2360	5954	370	5	556	320	50	0.67	73	3	0	22
24	Tambo	Chucarapi	13063	281	5554	418	6	566	336	82	0.74	50	12	0	38
25	Moque-gua	Chivaya	469	2000	5279	369	3	437	305	64	0.84	57	0	0	43
26	Caplina	Aguas Calientes	548	130	5522	343	2	416	294	49	0.83	60	0	0	40

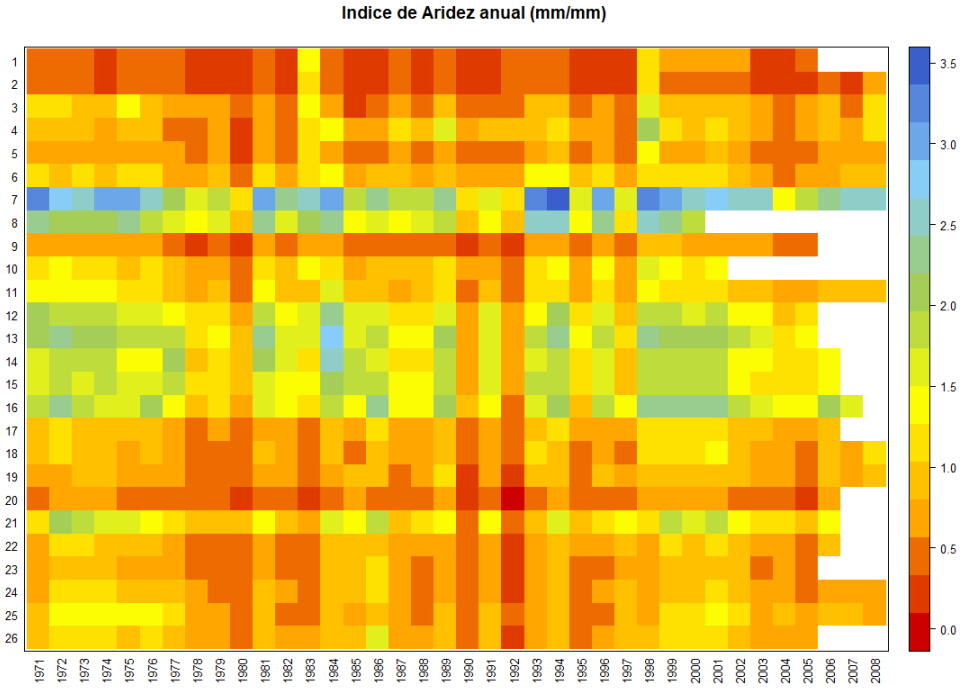


Figura 2.- Evolución del índice de aridez (P/PET) anual en las 26 cuencas estudiadas. Se aprecia un incremento de la aridez (P/PET<1) en las cuencas del norte (1 al 6), una tendencia hacia condiciones húmedas en las cuencas del centro (P/PET>1) (8-7, 12-16) para un retorno a las condiciones áridas en el sur (17-26). Se presentaron mayores condiciones de aridez antes de 1998.

La disparidad del balance hídrico

Con base en las series de tiempo calculadas sobre las 26 cuencas en estudio, producimos y analizamos series del índice de sequedad (PET/P) y el índice evaporativo (AET/P). La dispersión de estos dos índices para las cuencas dentro del espacio Budyko sugieren que cuencas muy antropogenizadas como la cuenca del río Rímac (n°15) que alimenta a la capital Lima en zonas bajas, no sigan una curva de Budyko en términos de "w", "% RSE" y el coeficiente de correlación "r" (ver sección metodología).

La Figura 3 muestra la dispersión de los índices para las 26 cuencas, destacando los dos tipos de asociación (la disparidad del balance hídrico baja y alta). Los coeficientes "w" teóricamente toman valores entre 0.1 y 2 (Zhang et al., 2001) que están asociados con el predominio de suelos desnudos y bosques respectivamente (se muestra en la Figura 3 como restricciones), aunque se sabe de algunos valores negativos en cuencas áridas obtenido por Chen et al. (2013). Nuestro coeficiente "w" cae en el rango de -0.58 a 4.30 y los mejores coeficientes de correlación "r" y % RSE aceptable se encuentran con valores "w" positivos en el rango de 0.02 a 1.78. Eso significa que solo 11 cuencas (sombreadas en gris en la Tabla 2) siguen una forma "semi-natural" de la curva Budyko-Zhang, presentando una baja disparidad en el balance hídrico que puede relacionarse con una baja influencia antropogénica y climática. El promedio de los valores "w" es de alrededor de 0.7, indicando valores medios para el coeficiente de agua disponible para la planta relacionado con el predominio de pastizales sobre las condiciones semiáridas del Pd.

Las 15 cuencas restantes están representadas por puntos grises en la Figura 3. Sus valores AET/P están ubicados muy cerca de la línea límite de energía (a veces sobre la línea) y lejos de la línea de límite de agua, lo que implica una combinación compleja de sistemas de pérdida de agua (por ejemplo, presencia de superficies de agua abiertas, agua perdida en el sistema de aguas subterráneas) con un comportamiento no natural de P - R (ver ecuación 2) que afecta el cálculo de AET. La serie de tiempo de precipitación (P) sigue un comportamiento natural en todas las cuencas

sin fuertes tendencias o puntos de cambio, lo que sugiere que la escorrentía (R) ha sido alterada. Además, esas cuencas se ubican principalmente en un ambiente de energía limitada (PET/P < 1) donde los cambios en P y PET son más evidentes en R (van der Velde et al. 2013), destacando la fuerte influencia climática sobre R en este tipo de ambientes, así como la influencia antropogénica debido a los puntos fuera de la curva Budyko-Zhang.

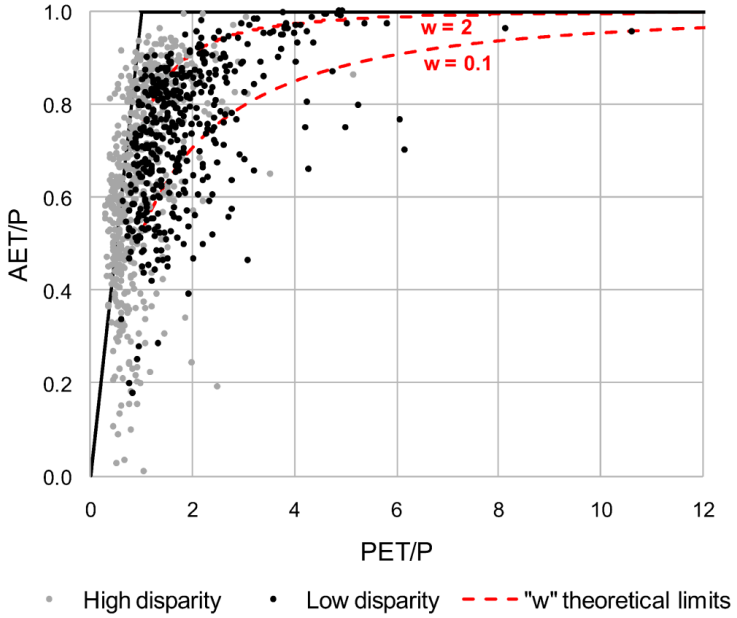


Figura 3.- Espacio Budyko en el periodo 1970-2008 en las 26 cuencas estudiadas. Las líneas negras representan el límite de energía (diagonal) y el límite de agua (horizontal). Los puntos negros (grises) representan la asociación de los valores anuales de las cuencas mostrando una baja (alta) disparidad en sus balances hídricos vía la relación Budyko-Zhang. Las curvas en rojo muestran el ajuste teórico del rango para el parámetro "w" ("w_{min} = 0.1"; "w_{max} = 2").

La influencia del cambio en el clima

Los cambios en las series hidroclimáticas se presentan en la Tabla 2. Un incremento (disminución), es decir, signo positivo (negativo) indica el comportamiento de la serie a largo plazo con pendientes significativas al 95% utilizando una prueba t de Student. Se estima el efecto a largo plazo de estas series sobre las cuencas, mediante las tendencias y su significancia (al 95% de nivel de confianza) según la prueba de Mann-Kendall (tendencias significativas en negrita en la Tabla 2). Por un lado, los cambios (Δ) en la escorrentía y la precipitación son mayores en las cuencas septentrionales (principalmente cambios positivos) y disminuyen hacia las latitudes meridionales. Por otro lado, los cambios en T y PET son siempre positivos (ver Tabla 2). Esto puede explicarse por las condiciones anómalas del clima regional a lo largo de la Pd, en particular la conocida influencia de El Niño sobre la precipitación y la escorrentía en las zonas septentrionales (Lavado et al., 2012; Bourrel et al., 2015; Rau et al., 2017a). Las pruebas de tendencia indican que el aumento a largo plazo de las series temporales de temperatura es significativo en todas las cuencas con un valor medio de +0.02 °C/a^2 (~ un calentamiento medio de 0.2°C por década). Esto es consistente con estudios climatológicos previos para los Andes como el de Vuille et al. (2015). Sugirieron que en regiones elevadas hay una clara evidencia de calentamiento y en las regiones costeras todavía hay una influencia climática regional debido a la variabilidad de la Oscilación Decenal del Pacífico (PDO) y de la intensidad del Anticiclón del Pacífico Sur (SPA). Nuestros resultados respaldan la interpretación del calentamiento a escala de cuenca (es decir, la influencia del calentamiento global o la variabilidad climática a escalas de tiempo más largas que la PDO y la SPA), donde se espera que estos cambios en la temperatura tengan consecuencias importantes para los glaciares de los Andes occidentales.

No se observó un aumento o disminución significativa de P en el área de estudio (excepto solo para la cuenca Piura (n°2)). Las series de tiempo de R presentan un aumento significativo sobre Ica (n°18) que está relacionado con transferencias de agua desde la cuenca del Atlántico (ver Figura 1b) y sobre Yauca (n°20) relacionado con el aumento no significativo en PET. La escorrentía también presenta una disminución significativa sobre las cuencas centrales (Santa up n°7, Pativilca n°11 y Huaura n°12) donde las cuencas superiores se benefician del deshielo de la Cordillera Blanca y alrededores. A escala de tiempo interanual, estas disminuciones podrían estar relacionadas con la explotación intensiva de las actividades agrícolas. Las series temporales de AET presentan un aumento significativo en Zaña (n°4), Chicama (n°5), Santa up (n°7), Cañete (n°16), San Juan (n°17) y Camana (n°22) y una disminución significativa en la cuenca Rimac (n°15).

Tabla 2.- Cambio promedio anual (Δ) en la precipitación (P), temperatura (T), evapotranspiración potencial (PET), evapotranspiración real (AET), escorrentía (R). Valores con tendencias significativas al 95% de confianza son mostrados en negrita. Los años de quiebre significativo al 95% de confianza son indicados entre paréntesis.

n°	Cuenca	ΔP mm/a²	ΔT °C/a²	ΔPET mm/a²	ΔAET mm/a²	ΔR mm/a²	*w*	*r*	RSE %
1	Piura up	2.84	**0.02** (1986)	**1.20** (1986)	-1.36	4.20	0.25	0.85	4
2	Piura	**3.95** (1997)	**0.02** (1986)	**0.98** (1986)	1.11	3.28	0.03	0.79	2
3	La Leche	0.18	**0.02**	**1.10**	1.07	-0.90	0.18	0.88	5
4	Zaña	5.19 (1982)	**0.01**	**0.73**	**4.00** (1983)	1.19	0.00	0.67	7
5	Chicama	3.31	**0.03** (1982)	**1.71** (1982)	**3.15** (1992)	0.16	0.32	0.83	5
6	Moche	1.46	**0.06**	**3.11**	0.61	0.85	2.59	0.85	28
7	Santa up	3.80 (1992)	**0.04** (1991)	**2.12** (1996)	**7.28** (1992)	**-3.48**	3.61	0.84	135
8	Santa	2.43	**0.03**	**1.41**	4.15 (1992)	-1.97	-0.58	0.56	33
9	Casma	1.31	**0.03** (1990)	**1.53** (1982)	1.44 (1992)	-0.13	1.16	0.95	8
10	Huarmey	4.77	**0.03** (1982)	**1.75** (1982)	2.76	2.01	3.12	0.85	40
11	Pativilca	-2.90	**0.02**	**1.08**	0.33	**-3.22** (1989)	0.02	0.91	6
12	Huaura	-2.70	**0.02**	**1.19** (1996)	0.45	**-3.15** (1987)	0.78	0.71	32
13	Ch. Huaral	-0.33	**0.03** (1996)	**1.13** (1996)	2.40	-2.78	0.65	0.64	48
14	Chillon	-0.43	**0.03** (1996)	**1.58** (1991)	-1.45	1.02	4.08	0.81	101
15	Rimac	-1.08	**0.03** (1991)	**1.48** (1991)	**-2.71**	1.63	-0.49	0.67	11
16	Cañete	2.80	**0.01**	**0.30**	**4.24** (1996)	-1.44	0.27	0.66	35
17	San Juan	2.38	**0.01**	**0.55**	**3.77** (1992)	-1.39	0.73	0.77	12
18	Ica	2.43	**0.02** (1979)	**0.84** (1991)	1.17	**1.26** (1993)	1.20	0.92	15
19	Acari	2.70	**0.01** (1977)	**0.75** (1977)	2.43	0.26	1.61	0.93	14
20	Yauca	2.29	**0.01**	0.69	0.98	**1.31**	0.78	0.89	9
21	Majes	1.53	**0.03** (1986)	**1.34** (1986)	2.72 (1995)	-1.19	1.16	0.90	39
22	Camana	1.23	**0.02** (1986)	**1.13** (1986)	**2.75** (1995)	-1.52	0.47	0.88	9
23	Chili	0.76	**0.03** (1986)	**1.68** (1986)	0.23	0.53 (1996)	2.79	0.96	29
24	Tambo	-0.60	**0.03** (1986)	**1.57** (1986)	0.25	-0.85	1.78	0.95	14
25	Moquegua	-1.02 (1977)	**0.03** (1982)	**1.47** (1982)	-0.90	-0.12	3.55	0.98	46
26	Caplina	-0.75	**0.02** (1982)	**0.85** (1982)	-1.12	0.37 (1996)	4.30	0.97	53

La ocurrencia de puntos de quiebre al 95% del nivel de confianza detectado por la prueba de Pettitt y los métodos de la curva de doble masa es significativa en algunas cuencas y el año en que ocurrió el cambio se indica entre paréntesis en la Tabla 2. La mayoría de las cuencas no presentaron quiebres en P (excepto para Piura (n°2), Zaña (n°4), Santa arriba (n°7) y Moquegua (n°25)). Los puntos de cambio en T se agruparon por proximidad de la cuenca y localización regional a lo largo de la Pd. Para las cuencas del norte de Piura up (n°1) y Piura (n°2), el año de 1986 significó un punto de cambio. Las cuencas del sur presentan importantes puntos de cambio en los años 1977, 1982 y 1986. Por el hecho de presentar un calentamiento a escala regional, esos puntos de cambio

podrían estar relacionados principalmente a la influencia climática (cambios en El Niño, saltos climáticos; ver el trabajo de Bourrel et al. (2015) para la precipitación). Los puntos de quiebre en R se relacionan principalmente con el desarrollo de nuevas fases en la gran infraestructura hidráulica como es el caso de Ica (n°18), Chili (n°23) y Caplina (n°26) y también con el cambio en la cobertura del suelo (que se analiza en la siguiente sección) como el caso de Pativilca (n°11) y Huaura (n°12).

La influencia del cambio en la cuenca.

La hipótesis sobre el efecto antropogénico como principal fuente de diferenciación entre las cuencas con una alta y baja disparidad en el balance hídrico podría no ser fácil de validar debido al difícil acceso y/o la escasez de datos sobre los usos del agua en una cuenca. Para ello, se realizó un análisis complementario de la evolución de la cobertura del suelo en el área de estudio utilizando los conjuntos de datos LBA 1984, LBA 1992/1993, MODIS 2001 y MODIS 2008 (ver Figura 4). Incluso si las mejoras en resolución y calidad de datos pudieran afectar las estimaciones de tendencias espaciales y temporales (de 10 a 1 km), la evolución temporal de las clases de cobertura de suelo, sugiere que las cuencas con alta disparidad de balance hídrico presentaron grandes cambios en las condiciones de cobertura de suelo desde 28% al 1% (de 1984 a 1992/1993) y pastizales de 39% a 63% (desde 1992/1993 a 2001) como se muestra en la Figura 4a. Estos cambios no se observaron en las cuencas hidrográficas con una baja disparidad en el balance hídrico (exceptuando las tierras de cultivo del 39% al 7% de 1984 a 1992/1993). Además, la Figura 4b muestra la evolución de la cobertura del suelo sobre las cuencas agrupadas por gradiente latitudinal y reveló que las cuencas centrales tienen un gran cambio principalmente en la cobertura de pastizales del 40% al 75% (desde 1992/1993 hasta 2001). Aporta más confianza en las cuencas del norte y del sur, que presentan cierta homogeneidad en las últimas décadas.

Acerca de la influencia de los grandes sistemas hidráulicos (ver Figura 1b), es evidente que algunas cuencas con alta disparidad fueron influenciadas por los sistemas que transfieren agua del drenaje Atlántico (es decir, Rimac (n°15) e Ica (n°18)) y por aquellos que presentan grandes captaciones y regulaciones para el suministro de agua en las tierras bajas (Santa (n°8), Majes (n°21) y Chili (n°23)). Además, hay algunas cuencas con baja disparidad en el balance hídrico que aún mantendrían los efectos antropogénicos de acuerdo con la Figura 1b (ver Piura (n°2) y Camana (n°22)), sin embargo, esos efectos no fueron perceptibles en términos de la disparidad del balance hídrico a escala anual. Finalmente, la metodología posibilitó la separación de cuencas con baja y alta disparidad de balance hídrico relacionada con baja y alta influencia climática y antropogénica, respectivamente. Se necesita más investigación para separar estos dos tipos de influencias en la región.

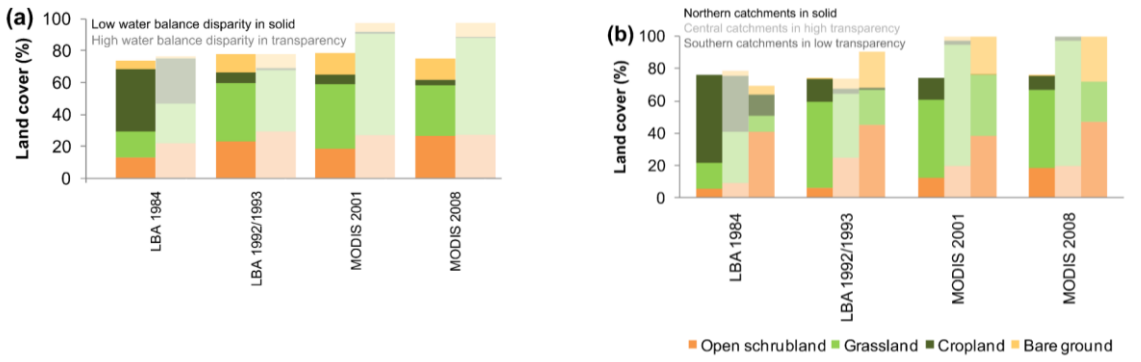


Figura 4.- Evolución de la cobertura de suelo (%) con los productos LBA y MODIS en las cuencas agrupadas de la siguiente forma: **a)** Baja y alta disparidad del balance hídrico. **b)** Gradiente latitudinal: cuencas del norte (n°1 a n°6), cuencas centrales (n°7 a n°18) y cuencas del sur (n°19 a n°26).

CONCLUSIONES

Este estudio analiza la variabilidad hidroclimática a lo largo de 26 cuencas de la vertiente del Pacifico peruano para el período 1970-2008. Aplicamos la metodología Budyko-Zhang para analizar las tendencias del balance hídrico y determinar si la variabilidad climática y/o las actividades humanas pueden tener influencias en estas tendencias. El área de estudio experimentó un mayor cambio en la precipitación y escorrentía en las latitudes septentrionales en relación con la influencia de El Niño. La evapotranspiración potencial (PET) ha sido documentada por primera vez a escala regional en esta región como un enfoque a partir de la temperatura y su relación con el gradiente altitudinal (utilizando el método de Oudin). Los valores anuales de PET disminuyen hacia el sur con un ligero aumento sobre las cuencas más áridas situadas al sur debido a un predominio de áreas de suelo desnudo y matorral abierto.

De acuerdo con las tendencias ascendentes significativas en la temperatura anual encontrado en todas las cuencas y los puntos de quiebre regionales encontrados en la mayoría de las cuencas, nuestros resultados reafirman un calentamiento significativo en el área de estudio con una media de 0.2 °C por década, tal como ha sido identificado en estudios anteriores para los Andes de Sudamérica (Vuille et al., 2015). Siguiendo la descripción hidroclimática de la región, se aplicó la relación de Budyko-Zhang para identificar la disparidad plausible del balance hídrico anual. Identificamos 11 de 26 cuencas con baja disparidad según Budyko-Zhang relacionado con una menor influencia tanto del clima como antropogénico en comparación con las 15 restantes. El parámetro "*w"* relacionado con el agua disponible para las plantas en la relación de Budyko-Zhang alcanza un valor medio de 0.7, indicando el predominio de pastizales corroborando las condiciones semiáridas. Además de presentar una influencia climática, la gran infraestructura hidráulica y las irrigaciones son unos de los principales factores de actividad antropogénica que causan cambios en la escorrentía en la mayoría de cuencas. Las cuencas con alta disparidad de balance hídrico presentaron un cambio significativo en la cobertura de suelo principalmente con una disminución de las tierras de cultivo y un aumento en pastizales durante el período estudiado.

Finalmente, dependiendo del período de análisis, ciertas limitaciones están relacionadas con la disponibilidad de datos hidroclimáticos y con la hipótesis estacionaria de Budyko. Sin embargo, a pesar de estas limitaciones, nuestros resultados proporcionan una primera evaluación de la influencia climática y antropogénica en el balance hídrico en la región y su relación con el cambio en el clima y el cambio en la cuenca con implicaciones en la gestión de los recursos hídricos.

REFERENCIAS

ANA (2012) Recursos Hídricos en el Peru. 2nd edn. *Ministerio de Agricultura. Autoridad Nacional del Agua*, Lima, pp 45-189.

Bourrel, L., Rau, P., Dewitte, B., Labat, D., Lavado, W., Coutaud, A., Vera, A., Alvarado, A. and Ordoñez, J (2015) Low-frequency modulation and trend of the relationship between ENSO and precipitation along the northern to centre Peruvian Pacific coast. *Hydrological Processes* 29(6): 1252-1266.

Brouwer, C. and Heibloem, M (1986) Irrigation Water Measurement: Irrigation Water Needs, vol. 3. *United Nations Food and Agriculture Organization*, Rome, 102 pp.

Brown, A.E., Zhang, L., McMahon, T.A., Western, A.W., Vertessy, R.A (2005) A review of paired catchment studies for determining changes in water yield resulting from alterations in vegetation. *Journal of Hydrology* 310: 28–61.

Budyko, M.I (1958) The Heat Balance of the Earth's Surface. *U.S. Department of Commerce*, Washington, 259 pp.

Budyko, M.I (1974) Climate and Life. *International Geophysics Series*, vol. 18. Academic, New York, 508 pp.

Chen, Z., Chen, Y., Li, B (2013) Quantifying the effects of climate variability and human activities on runoff for Kaidu River basin in arid region of northwest China. *Theoretical and Applied Climatology* 111: 537-545.

Coron, L., Andréassian, V., Perrin, C., Le Moine, N (2015) Graphical tools based on Turc-Budyko plots to detect changes in catchment behaviour. *Hydrological Sciences Journal* 60(7-8): 1394-1407.

DeFries, R., Hansen, M., Townshend, J.R.G., Sohlberg, R (1998) Global land cover classifications at 8 km spatial resolution: The use of training data derived from Landsat imagery in decision tree classifiers. *International Journal of Remote Sensing* 19(16): 3141-3168.

Donohue, R.J, Roderick, M.L., McVicar, T.R (2011) Assessing the differences in sensitivities of runoff to changes in climatic conditions across a large basin. *Journal of Hydrology* 406: 234–244.
Greve, P., Gudmundsson, L., Orlowsky, B., Seneviratne, S (2015) Introducing a probabilistic Budyko framework. *Geophysical Research Letters* 42(7): 2261-2269.
Hansen, M., DeFries, R., Townshend, J.R.G., Sohlberg, R (2000) Global land cover classification at 1km resolution using a decision tree classifier. *International Journal of Remote Sensing* 21: 1331-1365.
Hassan, H., Dregne, H.E (1997) Natural habitats and ecosystems management in drylands: An overview. *Environment Department Paper N51.* World Bank, Washington. pp 1-53
Hublart, P., Ruelland, D., Dezetter, A., Jourde, H (2015) Reducing structural uncertainty in conceptual hydrological modelling in the semi-arid Andes. *Hydrology and Earth System Sciences* 19: 2295-2314.
Jones, J., Creed, I., Hatcher, K., Warren, R., Adams, M., Benson, M et al (2012) Ecosystem processes and human influences regulate streamflow response to climate change at long-term ecological research sites. *BioScience* 62(4): 390-404.
Kendall, M.G (1975) Rank correlation measures. *Charles Griffin*, London, 202 pp.
Lavado, W.S., Ronchail, J., Labat, D., Espinoza, J.C., Guyot, J.L (2012) Basin-scale analysis of rainfall and runoff in Peru (1969–2004): Pacific, Titicaca and Amazonas drainages. *Hydrological Sciences Journal* 57(4): 625–642.
Lavado, W.S., Labat, D., Ronchail, J., Espinoza, J.C., Guyot, J.L (2013) Trends in rainfall and temperature in the Peruvian Amazon-Andes basin over the last 40 years (1965–2007). *Hydrological Processes* 27: 2944-2957.
Mann, H.B (1945) Non-parametric tests against trend. *Econometrica* 13: 245–259.
Mortimore, M (2009) Dryland opportunities. *International Union for Conservation of Nature and Natural Resources*. IUCN. IIED. UNDP, Gland-Switzerland, 86 pp.
Oudin, L., Hervieu, F., Michel, C., Perrin, C., Andreassian, V., Anctil, F., Loumagne, C (2005) Which potential evapotranspiration input for a lumped rainfall-runoff model? Part 2-Towards a simple and efficient potential evapotranspiration model for rainfall-runoff modeling. *Journal of Hydrology* 303: 290–306.
Pettitt, A.N (1979) A non-parametric approach to the change-point problem. *Applied Statistics* 28: 126-135.
Rau, P., Bourrel, L., Labat, D., Melo, P., Dewitte, B., Frappart, F., Lavado, W., Felipe, O (2017a) Regionalization of rainfall over the Peruvian Pacific slope and coast. *International Journal of Climatology* 37(1):143-158.
Rau, P., Bourrel, L., Labat, D., Frappart, F., Ruelland, D., Lavado, W., Dewitte, B., Felipe O (2017b). Hydroclimatic change disparity of Peruvian Pacific drainage catchments. *Theoretical and Applied Climatology*. http://dx.doi.org/10.1007/s00704-017-2263-x
Ruelland, D., Dezetter, A., Hublart, P (2014) Sensitivity analysis of hydrological modelling to climate forcing in a semi-arid mountainous catchment. In: Hydrology in a changing world: environmental and human dimensions. *IAHS Publications* 363: 145−150.
Searcy, J.K. and Hardison, C.H (1960) Double-mass curves. *US Geol. Survey Water-Supply Paper*. 1541-B: 31-66.
Sivapalan, M., Thompson, S.E., Harman, C.J., Basu, N.B., Kumar, P (2011) Water cycle dynamics in a changing environment: improving predictability through synthesis. *Water Resources Research* 47(10): W00J01.
Valéry, A., Andréassian, V., Perrin, C (2010) Regionalization of precipitation and air temperature over high-altitude catchments - learning from outliers. *Hydrological Sciences Journal* 55(6): 928-940.
van der Velde, Y., Vercauteren, N., Jaramillo, F., Dekker, S., Destouni, G., Lyon, S (2013) Exploring hydroclimatic change disparity via the Budyko framework. *Hydrological Processes* 28: 4110-4118.
Vuille, M., Franquist, E., Garreaud, R., Lavado, W., Caceres, B (2015) Impact of the global warming hiatus on Andean temperature. *Journal of Geophysical Research: Atmospheres* 120: 3745-3757.
Wagener, T., Sivapalan, M., Troch, P.A., McGlynn, B.L., Harman, C.J., Gupta, H.V., Kumar, P., Rao, P.S.C., Basu, N.B., Wilson, J.S (2010) The future of hydrology: An evolving science for a changing world. *Water Resources Research* 46(5): W05301.
Wang, D., Hejazi, M (2011) Quantifying the relative contribution of the climate and direct human impacts on mean annual streamflow in the contiguous United States. *Water Resources Research* 47(10): W00J12.
Wang, W., Shao, Q., Yang, T., Peng, S., Xing, W., Sun, F., Luo, Y (2013) Quantitive assessment of the impact of climate variability and human activities on runoff changes: a case study in four catchments of the Haihe river basin, China. *Hydrological Processes* 27: 1158-1174.
Zhang, L., Dawes, W.R., Walker, G.R (2001) The response of mean annual evapotranspiration to vegetation changes at catchment scale. *Water Resources Research* 37: 701–708.
Zhang, S., Lu, X.X (2009) Hydrological responses to precipitation variation and diverse human activities in a mountainous tributary of the lower Xijiang, China. *Catena* 77: 130-142.
Zhao, G., Mu, X., Tian, P., Wang, F., Gao, P (2013) Climate changes and their impacts on water resources in semiarid regions: a case study of the Wei River basin, China. *Hydrological Processes* 27: 3852-3863.

IAHR AIIH
XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

INFLUENCIA DE LA CAVA BORGO EN EL FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA DE DRENAJE URBANO EN EL NORTE DE LA CIUDAD DE SANTA FE, ARGENTINA

Ana Laura Fedele, Mónica Patricia D'Elía y Felipe Roberto Franco
Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas – Universidad Nacional del Litoral, Argentina.
anita.fedele@gmail.com, mdelia@fich.unl.edu.ar, feliperobertofranco@gmail.com.

RESUMEN

En el norte de la ciudad de Santa Fe, Argentina, se localiza una depresión de importantes dimensiones, generada por la extracción de tierra para la elaboración de ladrillos que a lo largo del tiempo ha recibido agua de lluvia y excedentes pluviales del área circundante. Esta depresión se denomina cava Borgo y pertenece a la cuenca urbana denominada Cuenca Roca.

Debido al gran tamaño de esta cuenca y a la baja pendiente que presenta, las secciones de canal y el sistema de desagüe pluvial actual resultan insuficientes para evacuar los excesos hídricos. Esto provoca que, aún para lluvias de baja intensidad, se produzcan inundaciones en varios puntos críticos del sistema, ocasionando anegamiento de viviendas con los consecuentes problemas para los habitantes e inconvenientes en el tránsito.

El objetivo de este trabajo es analizar la influencia de la cava en el funcionamiento del sistema de drenaje pluvial de las sub-cuencas que rodean a la misma, identificando su capacidad máxima de retención de los excesos hídricos provocados por tormentas de intensidades mayores a la de diseño en la situación actual y en una situación futura con nuevas obras de desagüe funcionando.

De los resultados obtenidos se concluye que la cava contribuye a garantizar la seguridad hídrica del sector Oeste de la cuenca, ya que la misma recibe los excesos que el sistema no puede evacuar de forma inmediata, almacenándolos hasta su capacidad máxima, brindando una regulación de los caudales hacia las conducciones. De esta manera se logra disminuir el volumen y el tiempo de inundación en los puntos más conflictivos de la cuenca.

ABSTRACT:

A digging of important dimension called "Borgo digging" is located in the north of the Santa Fe city, Argentina. It belongs to the Roca urban basin. Due to the large size and the low slope of this basin, the channels and pluvial drainage system sections are insufficient to evacuate excess water. So, even for low intensity rains, floods occur in several critical points of the system, and consequently homes are flooded, and problems arise with transit.

The objective of this work is to analyze the influence of the Borgo digging on the surrounding basins and on the pluvial drainage system.

The maximum retention capacity of the water excesses in the current situation and in a future situation -in which a new drainage system works- were identified. It is concluded that the Borgo digging contributes with the water security of the western sector of the basin. It receives and stores water excesses that cannot be immediately evacuated by system and provides a regulation of the flows towards the conduits. In this way it is possible to reduce the volume and time of flooding in the most conflictive points of the basin.

PALABRAS CLAVES: *hidrología, Santa Fe, drenaje urbano.*

INTRODUCCIÓN

En el norte de la ciudad de Santa Fe, Argentina, se localiza una depresión de importantes dimensiones, generada por la extracción de tierra para la elaboración de ladrillos que a lo largo del tiempo ha recibido agua de lluvia y excedentes pluviales del área circundante. Esta depresión denominada cava Borgo pertenece a la cuenca urbana llamada Cuenca Roca, que tiene un área total de aporte de 1380 ha. El área de estudio se ubica en un sector de dicha cuenca y tiene un área aproximada de 378 ha. De esta área, 273 ha escurren por flujo superficial hasta canales a cielo abierto que descargan en un conducto ubicado en Av. José Gorriti al sur, y el resto hacia el canal del Callejón El Sable que traslada el flujo hacía el reservorio ubicado a la salida de la Cuenca Roca.

Debido al gran tamaño de la cuenca y a la baja pendiente que presenta, del orden entre 0,1 – 0,5 ‰, las secciones del canal y el sistema de desagüe pluvial actual resultan insuficientes para evacuar los excesos hídricos. Esto provoca que aún para lluvias de baja intensidad correspondientes a recurrencias menores a 2 años, se produzcan inundaciones en varios puntos críticos del sistema, ocasionando anegamiento de viviendas con los consecuentes problemas para los habitantes e inconvenientes en el tránsito,

Dada esta situación la Municipalidad de la ciudad de Santa Fe, junto con el Gobierno Provincial han comenzado a realizar obras en el sector norte de la ciudad para descomprimir el flujo en los puntos conflictivos. Actualmente se está ejecutando el entubamiento del mencionado canal del Callejón El Sable, con el fin de evitar la acumulación de flujo a la entrada del conducto sobre Av. Gorriti, y se plantea la posibilidad de utilizar la cava como reservorio en caso de lluvias de intensidades mayores a las utilizadas para el diseño de las obras.

OBJETIVO

El objetivo de este trabajo es analizar la influencia de la cava en el funcionamiento del sistema de drenaje pluvial de las sub-cuencas que rodean a la misma, identificando su capacidad máxima de retención de los excesos hídricos provocados por tormentas de intensidades mayores a la de diseño ($T > 2$ años), en la situación actual y en una situación futura con nuevas obras de desagüe funcionando.

El presente trabajo se desarrolla en el marco del proyecto CAI+D Orientado a Problemas Sociales y Productivos denominado “Diagnostico hidrológico-ambiental del Área Norte, ciudad de Santa Fe”, subsidiado por la Universidad Nacional del Litoral (UNL), con la participación de la Secretaría de Recursos Hídricos (SRH) y la Subsecretaría de Ambiente (SA) de la Municipalidad de la ciudad de Santa Fe. Este proyecto plantea dentro de sus objetivos, analizar el sistema de funcionamiento hídrico del área y evaluar la capacidad de almacenamiento de la cava Borgo para garantizar la seguridad hídrica del área.

AREA DE ESTUDIO

El área de estudio se ubica en el norte de la ciudad de Santa Fe. La misma está delimitada por las calles Facundo Quiroga al norte, Av. José Gorriti al sur, Av. Blas Parera al oeste y calle Dr. Zavalla. (Figura 1 y 2). Las subcuencas que conforman al área de estudio pertenecen a la cuenca Roca, la cual presenta un área total de aporte de 1380 ha.

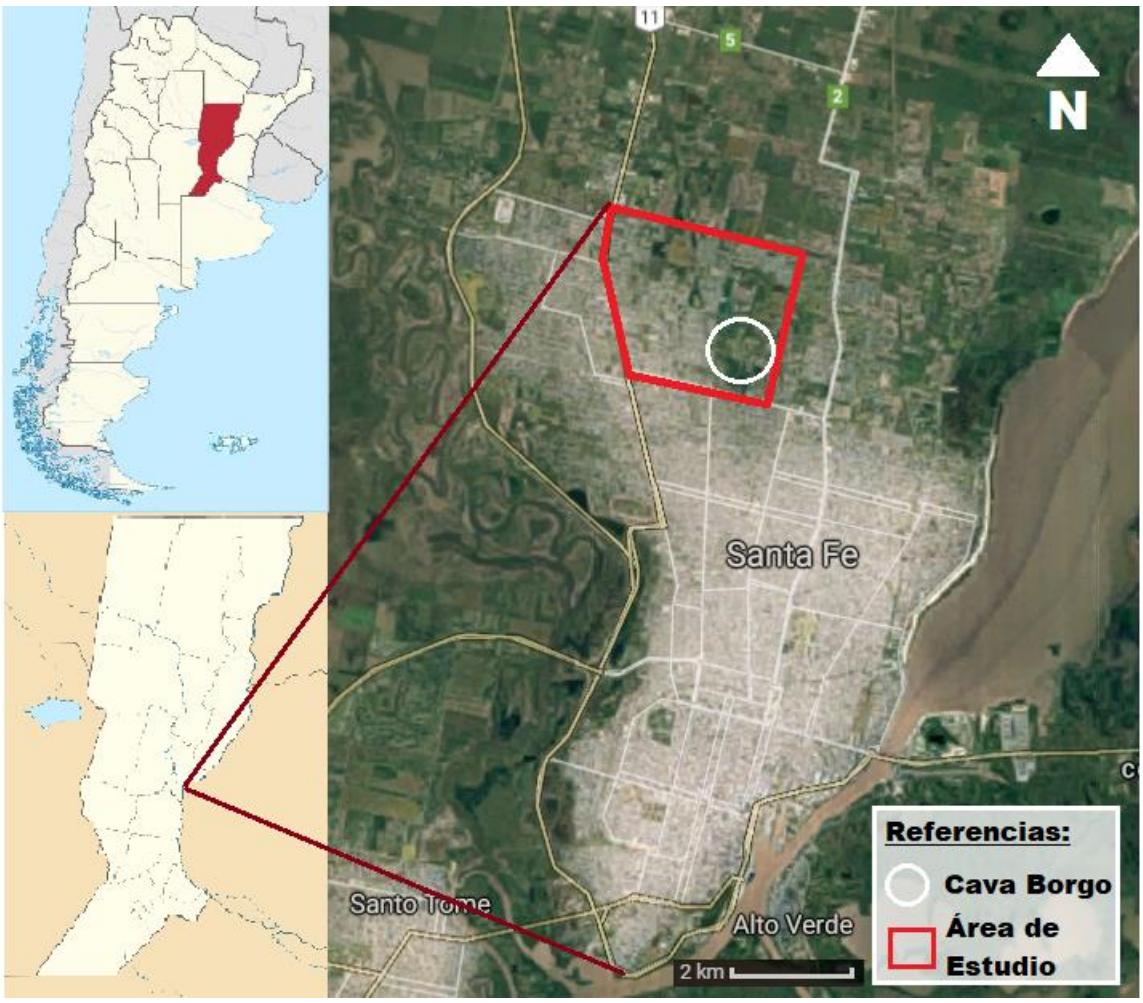


Figura 1.- Ubicación del área de estudio

En esta área se emplazan distintos barrios de la ciudad cuyos habitantes cuentan en su mayoría con servicios de agua potable por red, pero no poseen servicio de red cloacal. En la misma se encuentran también ubicados el Jardín Botánico municipal, la Granja La Esmeralda, el viejo relleno sanitario y la cava Borgo. La misma recibe aportes por escurrimiento superficial y de desagües pluviales que drenan las áreas circundantes. Posee un espejo de agua de aproximadamente 13 hectáreas y una profundidad máxima de 3.5 m (Fornari et al., 2013)

El sistema hídrico del sector estudiado está compuesto por canales a cielo abierto que reciben el escurrimiento superficial. Los canales B. de Irigoyen Sur, Canal Aguirre, Canal Peñaloza sobre vías y Canal Peñaloza, descargan en un conducto ubicado en Av. José Gorriti al sur; y los canales B. de Irigoyen Norte y Canal El Sable descargan en el canal del Callejón El Sable, que traslada el flujo hacía el reservorio ubicado a la salida de la Cuenca Roca al este (Figura 2).

Figura 2.- Dinámica hídrica del área de estudio.

El sistema de descarga final de la cuenca Roca está compuesta por reservorios y estaciones de bombeo destinados a reducir la vulnerabilidad hídrica de los sectores afectados, que luego vuelcan hacia los Ríos Salado al Oeste y Laguna Setúbal al Este.

MATERIALES Y MÉTODOS

Para la realización de este estudio se dispuso del plano base digitalizado de toda el área, conteniendo: manzanas, nombre de las calles, áreas verdes, vías férreas, infraestructura vial, elementos hidrográficos, división en cuencas y subcuencas, curvas de nivel topográfico, puntos acotados del IGN, trazas de canales y conductos existentes y traza de conductos proyectados proporcionado por la SRH de la Municipalidad de la ciudad de Santa Fe.

Se contó con los resultados de una batimetría de la cava, realizada en agosto de 2012 por el Grupo de Investigaciones Geohidrológicas de la Facultad de Ingeniería y Ciencia Hídricas de la UNL (Fornari et al., 2013) y a partir de dicha fecha se tomaron lecturas de la cota del pelo de agua de una escala hidrométrica instalada en la cava para tal fin.

Se realizó una modelación matemática del sistema de desagües del área en la situación actual y considerando la obra de entubamiento del Callejón El Sable funcionado. Para ello se utilizó el software SWMM 5.1 que realiza una trasformación lluvia-caudal mediante métodos determinísticos.

Para la aplicación del modelo se determinaron los siguientes parámetros:

1- Parámetros geométricos y rugosidad: Considerando la planimetría y las curvas de nivel topográfico, se subdividió la cuenca en sub-cuencas mediante el método de la bisectriz y se determinó la pendiente media, longitud y área de estas. Para cada tramo de canal o conducto se determinaron las pendientes y longitudes correspondientes. Para el ancho de las sub-cuencas se adoptó la siguiente expresión:

$$W = A/L \qquad [1]$$

Donde W es el ancho de la sub-cuenca (m), A es el área de la cuenca (m2) y L es la longitud de la cuenca (m). Este parámetro se determinó sobre la base a la calibración del modelo SWMM con eventos lluvia-caudal observados en la cuenca Guadalupe Oeste (Santa Fe), para distintas escalas de sub-cuencas, para rugosidad de la superficie impermeable Nimp=0,1 y rugosidad del área permeable Nper =0,25 (Macor, 2001).

Teniendo en cuenta fotografías aéreas del área, se estimaron los porcentajes de impermeabilidad de las sub-cuencas. Se adoptó un 85% de impermeabilidad para las sub-cuencas mayormente urbanizadas, y un 25% para las menos pobladas. Se utilizaron como coeficientes de rugosidad en las canalizaciones N=0,035 para canales naturales y N=0,011 para conductos de hormigón.

2-Determinación de pérdidas de escurrimiento: Dado que los eventos estudiados son eventos aislados de corta duración, solo fueron consideradas las pérdidas por almacenamiento en depresiones e infiltración, despreciándose las pérdidas por intercepción y evaporación.

Para la determinación de las perdidas en depresiones de la parte impermeable se utilizó la fórmula de Kidd (1978), la cual determina dicho valor en función de la pendiente media de la cuenca. Para la parte permeable se adoptó un valor igual a 5 mm ASCE (1992).

Se utilizó el método de número de curva del U.S. Soil Conservation Service (1966) para descontar las pérdidas por infiltración en las áreas permeables. En función del tipo de suelo observado en el área de estudio se adoptó un suelo tipo B (poco profundos); y se consideró una condición de humedad antecedente tipo III, resultando un CN = 75.

Para la verificación del modelo se dispuso de tormentas producidas en la ciudad de Santa Fe en febrero de 2015 y febrero de 2016, con intensidades de lluvias de 148 mm/h y 70 mm/h respectivamente. En estas fechas se produjeron inundaciones en los puntos críticos del sistema de drenaje urbano, donde se adoptó un tirante sobre la calzada en Av. Gorriti igual a 0,25 m, en función a observaciones realizadas por la SRH de la Municipalidad de la ciudad de Santa Fe. Dichas tormentas fueron registradas por la Estación Hidrometeorológica ubicada en el parque "Carlos Zapata" de la ciudad Universitaria de Santa Fe, con un paso de tiempo de 10 minutos.

Para la simulación del modelo se confeccionó una tormenta de diseño con una recurrencia de 2 años utilizando las curvas Intensidad – Duración – Recurrencia de la estación Paraná (periodo 1965-2000). Para ello se adoptó un intervalo de tiempo de 5 min y una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca.

RESULTADOS

A través de la modelación realizada para la tormenta producida en febrero de 2015, considerando una intensidad máxima de 148 mm/h en la situación actual, se evidenció que:

- a las 7:15 hs de iniciada la tormenta, el conducto de salida en Av. Gorriti se inunda, llegando a su capacidad máxima y que el tirante de agua se incrementa hacia aguas arriba provocando el anegamiento de la calle Peñaloza. Esto se puede observar en el perfil hidráulico del canal Peñaloza sobre vías, desde su inicio hasta la salida en Av. Gorriti, con dirección N-S (Figura 3).

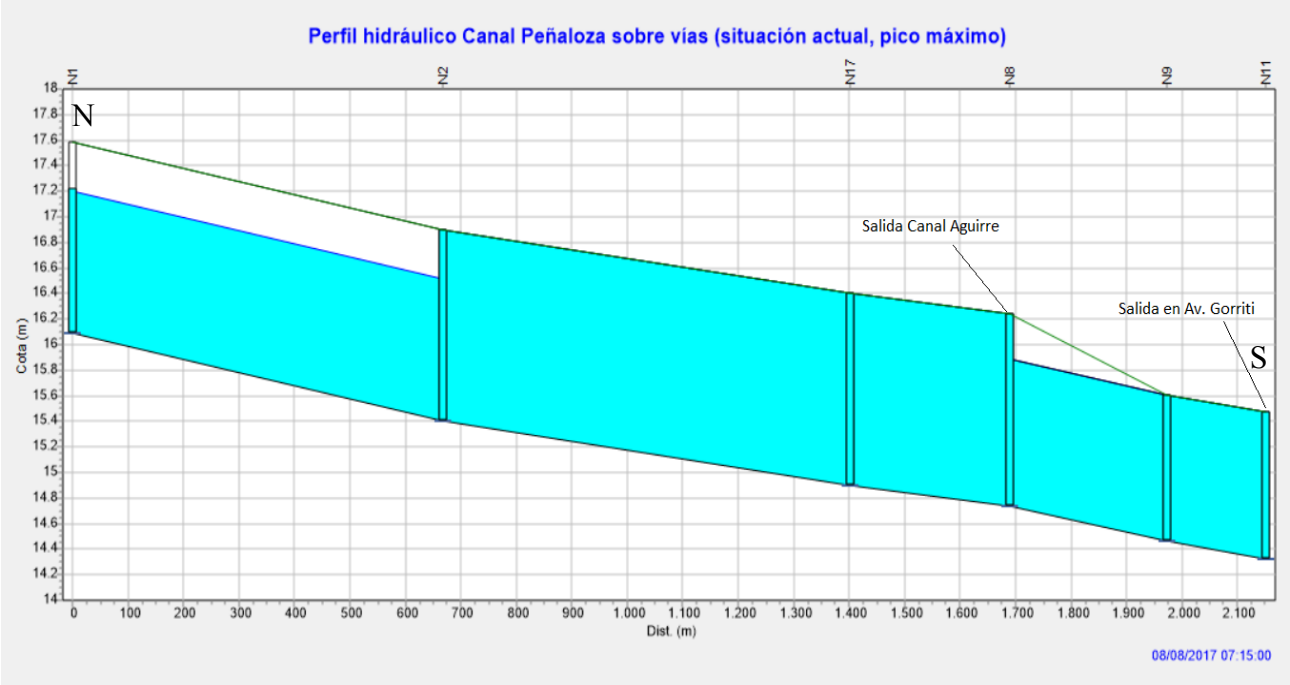


Figura 3.- Perfil hidráulico canal Peñaloza sobre vías hasta la salida en Av. Gorriti, situación actual, dirección N-S.

-a la salida del Canal Aguirre, que descarga sobre el canal Peñaloza aguas arriba de Av. Gorriti, se alcanza un tirante máximo de 1,55m (Figura 4), lo que implicaría un tirante de inundación sobre la vereda de 0,35 m, ya que se estimó que el canal posee 1 m de profundidad y la calzada más el cordón, tiene una altura total de 0,20 m

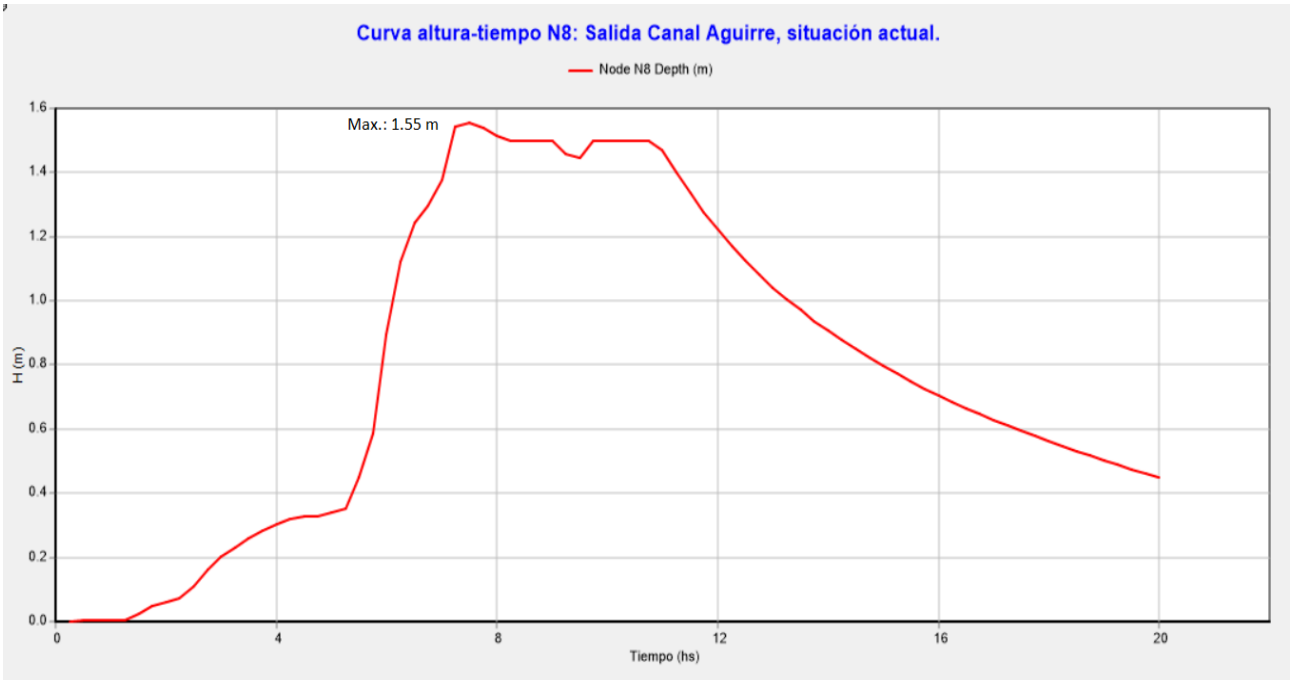


Figura 4.- Curva altura-tiempo salida Canal Aguirre sobre canal Peñaloza sobre vías, situación actual.

- el tirante máximo supuesto de 3,5 m de la cava no es superado durante la tormenta. En las Figura 5 y 6 se presentan las curvas obtenidas de altura-tiempo y volumen-tiempo de la Cava Borgo, respectivamente.

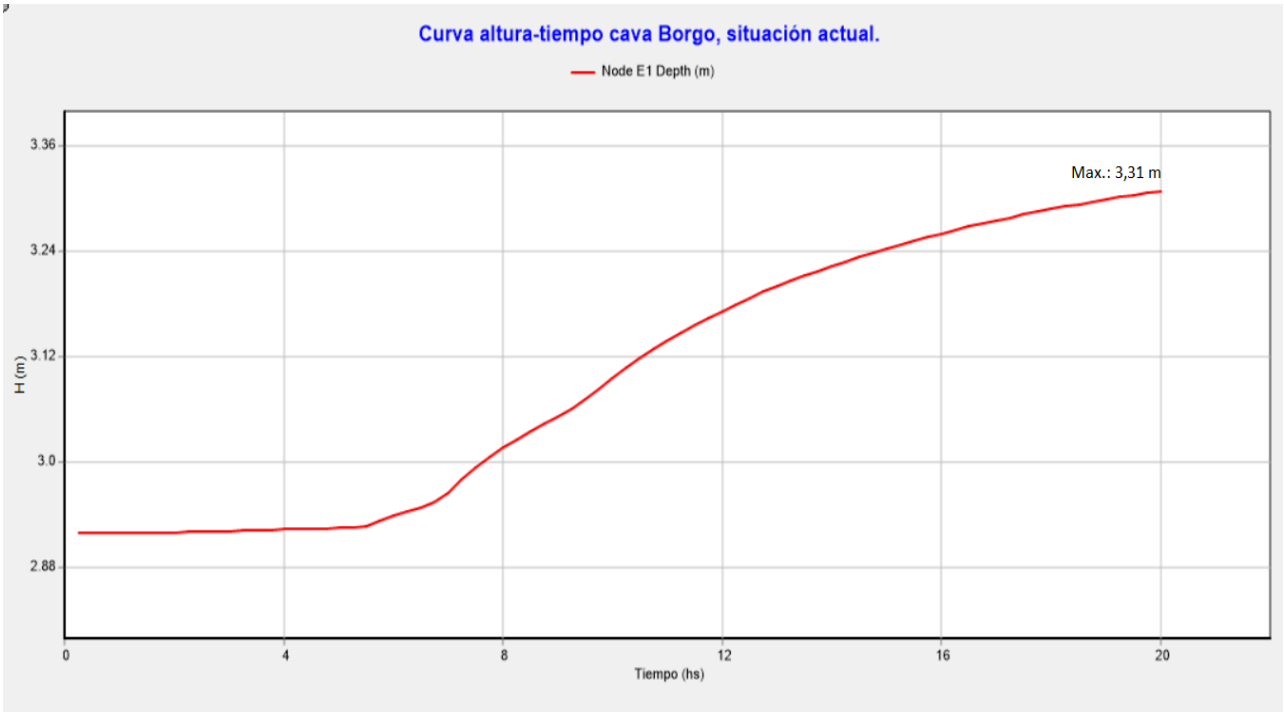


Figura 5.- Curva altura-tiempo de la cava Borgo, situación actual.

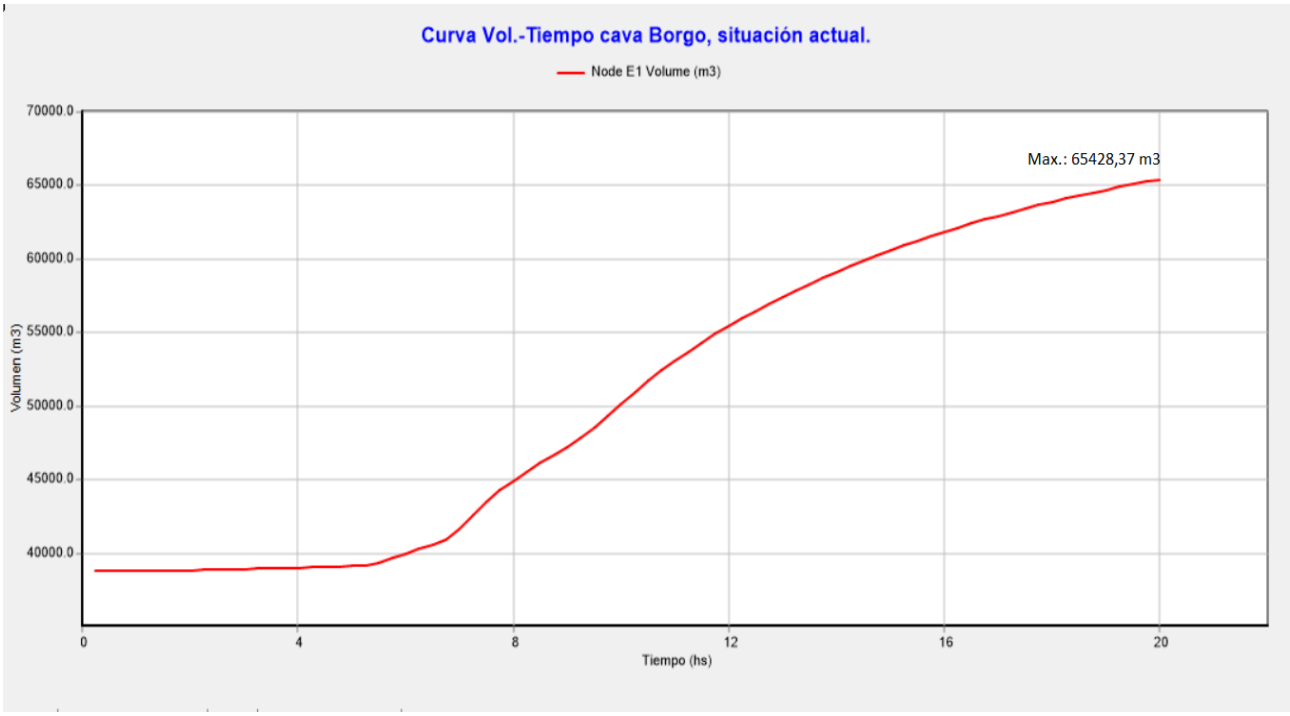


Figura 6.- Curva volumen-tiempo de la cava Borgo, situación actual.

De la modelación realizada considerando la misma tormenta y la situación futura con el conducto del Callejón El Sable funcionando, se observa que:

- si bien durante el pico, en la salida del canal Peñaloza sobre vías en Av. Gorriti, se llegaría a la capacidad máxima, los tirantes en los canales aguas arriba, no superarían sus máximas capacidades (Figura 7).

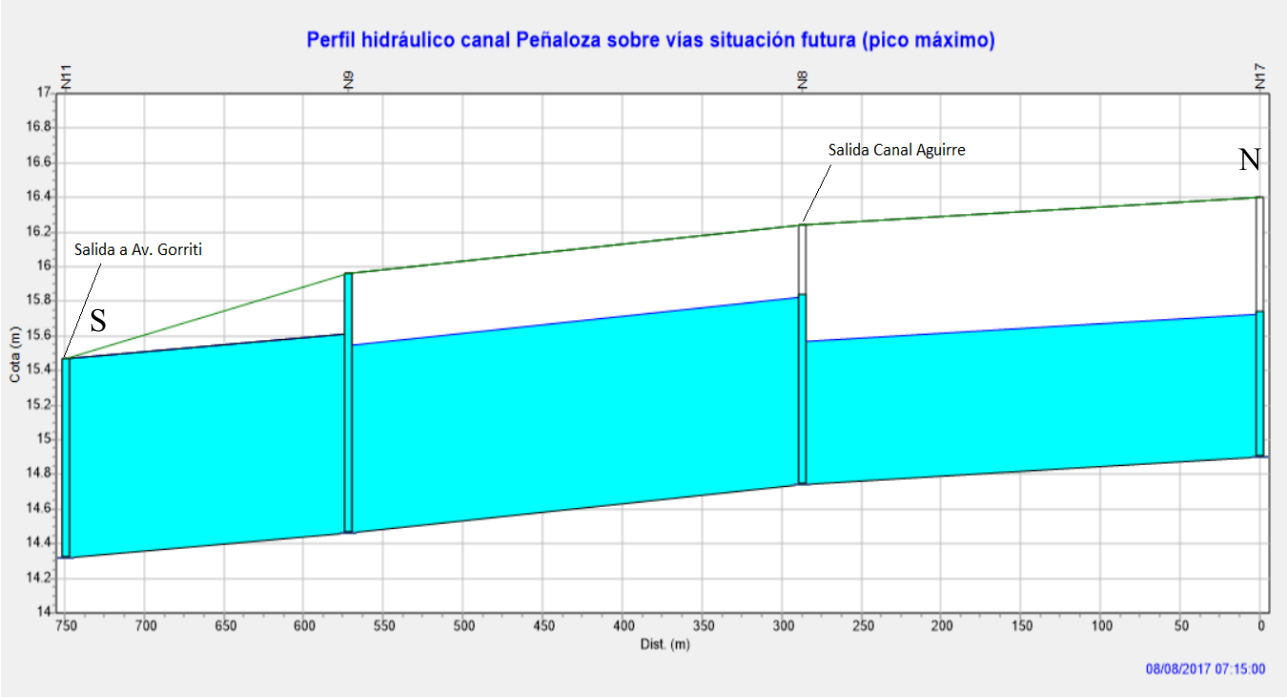


Figura 7.- Perfil hidráulico canal Peñaloza sobre vías hasta la salida en Av. Gorriti, situación futura, dirección N-S.

-el tirante a la salida del Canal Aguirre se reduciría a 1,13 m, sin provocar inundación sobre la vereda (Figura 8).

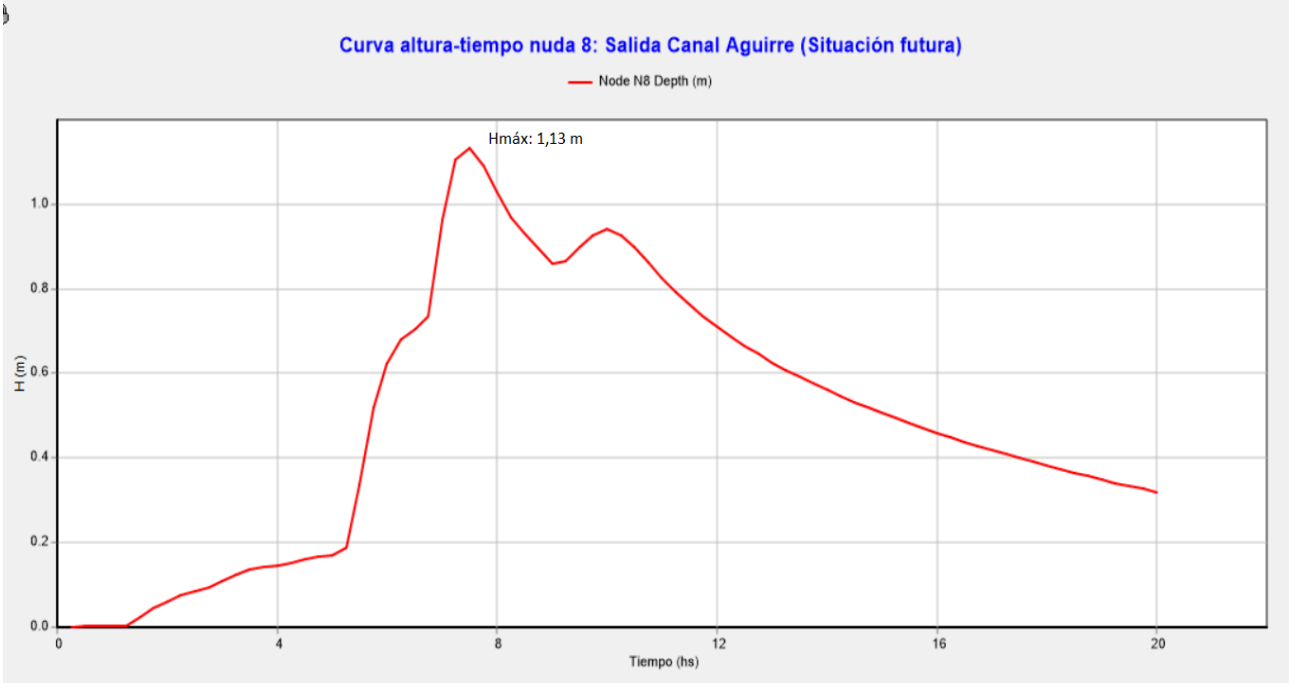


Figura 8.- Curva altura-tiempo salida Canal Aguirre sobre canal Peñaloza sobre vías, situación futura.

-el tirante máximo en la cava alcanzaría 3,11 m y el volumen total 50910,32 m^3, evidenciándose una diferencia con respecto a la situación actual, debido a que parte del escurrimiento que actualmente recibe, serían interceptados por el conducto del Callejón El Sable. En las figuras 9 y 10 se presentan las curvas altura-tiempo y volumen tiempo de la Cava en la situación futura.

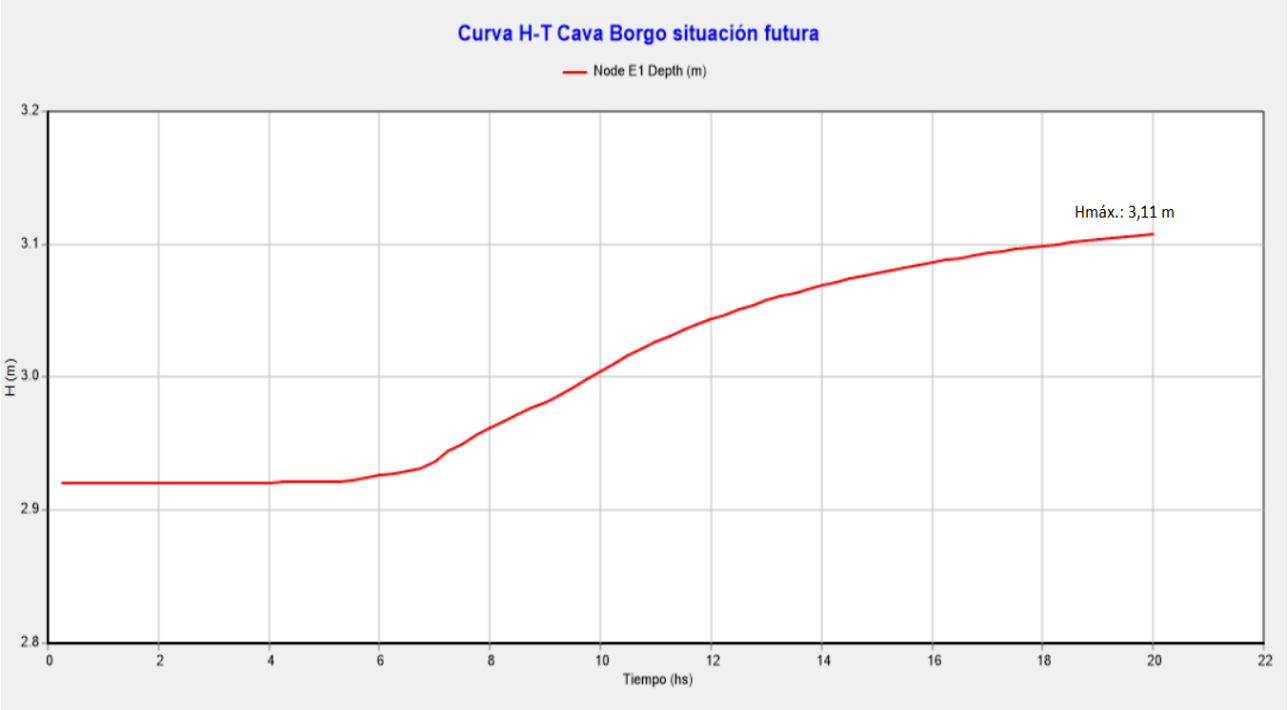


Figura 9.- Curva altura-tiempo de la cava Borgo, situación futura.

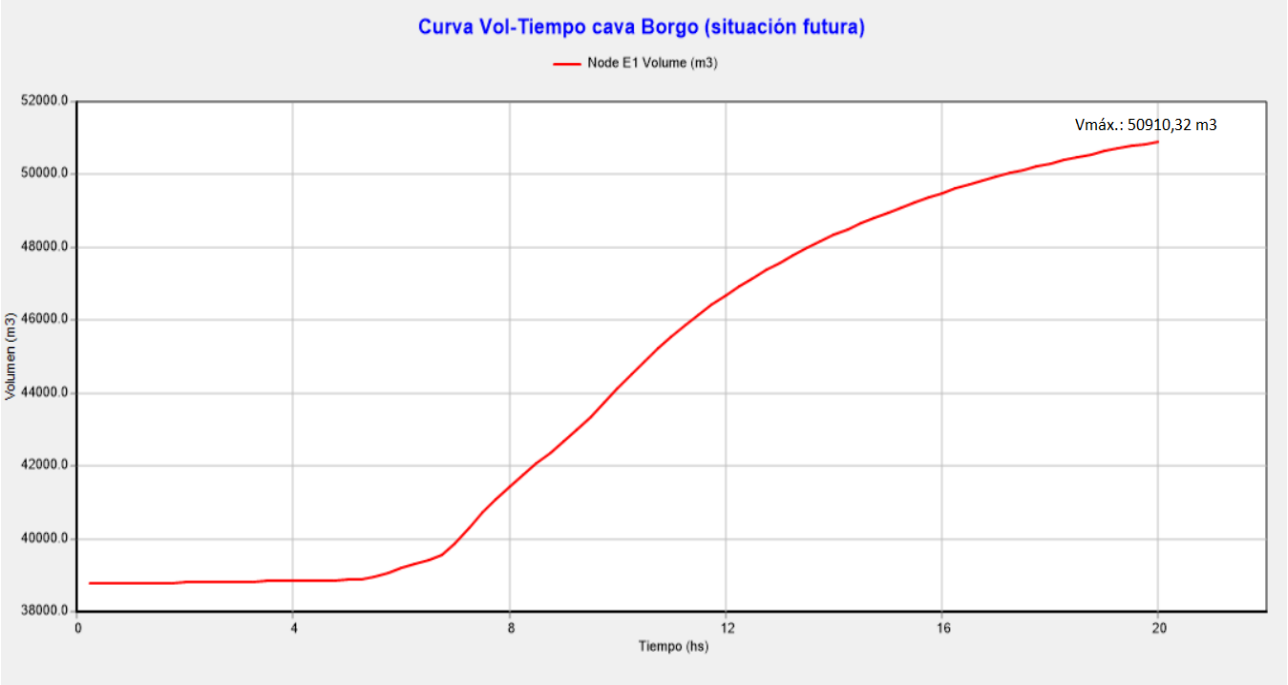


Figura 10.- Curva volumen-tiempo de la cava Borgo, situación futura.

- para una tormenta con intensidades del orden de los 140 mm, la entrada al conducto del Callejón El Sable desde el Canal aportante, podría llegar a su capacidad máxima, pudiendo provocar inundaciones en la cabecera de dicho conducto. Esto puede observarse en el perfil O-E de la Figura 11.

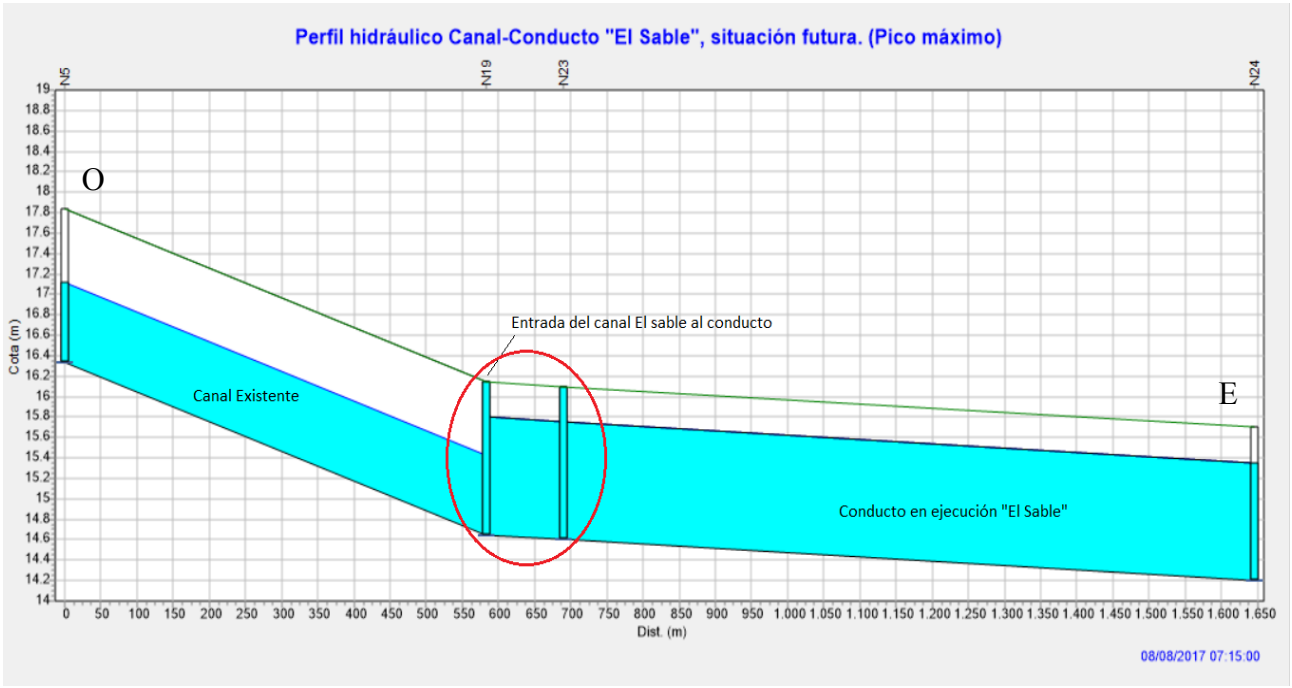


Figura 11.- Perfil hidráulico del canal-conducto El Sable, situación futura.

Las Tablas 1 y 2 sintetizan los resultados obtenidos para la situación actual y para la situación que considera el conducto del Callejón El Sable funcionando.

Tabla 1.- Resultados de la corrida situación actual

Evento	**imáx** [mm/h]	**D** [hs]	**Δh Cava** [m]	**Vol Cava** [m^3]	**Δhinun Gorriti** [m]	**ΔT inun** [hs]
T = 2 años	144,08	2,5	0,1	6077	0,28	1,25
25/02/15	148,5	15,17	0,39	26639	0,35	5,25

Tabla 2.- Resultados de la corrida situación futura obra

Evento	**imáx** [mm/h]	**D** [hs]	**Δh Cava** [m]	**Vol Cava** [m^3]	**Δhinun Gorriti** [m]	**ΔT inun** [hs]
T = 2 años	144,08	2,5	0,06	3693	-	-
25/02/15	148,5	15,17	0,14	8585	-	-

imax = intensidad máxima, D=Duración, Vol=Volumen de almacenamiento, ΔhinunGorriti=Tirante de inundación sobre Av. Gorriti, ΔT=Tiempo que permanece el Δhinun.

Para la situación actual, el tirante sobre la calzada sería de 0,28 m para una tormenta de diseño con una intensidad máxima de 144,08 mm y una duración de 2,5 horas, y el agua permanecería durante 1,25 horas sobre la vereda. Para la tormenta de febrero de 2015, el tirante alcanzado sobre la vereda fue de 0,35 m y el tiempo de permanencia sobre la vereda de 5,25 horas. Esto se justifica ya que, si bien la intensidad de la lluvia es de la misma magnitud que para una tormenta de T= 2años, la duración de la tormenta fue de 15,17 horas.

Para la situación con el conducto del Callejón el Sable funcionando, ninguna se las tormentas estudiadas, produciría un tirante de inundación sobre la vereda y los tirantes y volúmenes aportados a la cava serían considerablemente menores que en la situación actual.

Además, se observó que, para ambas situaciones modeladas, cuanto mayor es la duración de la tormenta, mayores serán los volúmenes aportados a la cava y los tirantes finales.

CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos evidencian que, para la situación actual, se producen anegamientos a la salida de la cuenca debido a la falta de sección de los conductos que ingresan al desagüe principal en Av. Gorriti. El Δh obtenido para la tormenta del 25/02/2015 fue de 0,35 m lo que implicaría un tirante sobre la calzada de aproximadamente 0,20 m, superando la altura del cordón cuneta. Esta situación fue observada por la SRH de la Municipalidad de la ciudad de Santa Fe durante las recorridas realizadas en esa fecha en los lugares afectados que cuentan con alturas de referencia.

De la simulación de la situación con la obra de desagüe se puede ver que en dicha salida ya no se produciría una inundación debido a los aportes de la cuenca Roca. No se descarta la posibilidad de que ocurran inundaciones debido a aportes de otras cuencas que no se tuvieron en cuenta en esta modelación.

De la modelación se puede concluir que, a raíz del incremento de flujo en la entrada al conducto del Callejón El Sable, este podría presentar problemas de anegamiento en la cabecera para lluvias de intensidades del orden de los 140 mm/h.

Se comprobó que la cava posee una capacidad de almacenamiento de agua hasta una altura de 16,50 m IGN con un tirante medio máximo de 3,5 m sin que se produzcan desbordes.

Además, se corroboró que las variaciones del tirante de la cava son mayores, cuando mayor es la duración de la lluvia debido a que la misma es más sensible al volumen precipitado que a la intensidad de la lluvia.

Finalmente se concluye que la cava contribuye a garantizar la seguridad hídrica del sector Oeste de la cuenca, ya que la misma recibe los excesos que el sistema no puede evacuar de forma inmediata, almacenándolos hasta su capacidad máxima, brindando una regulación de los caudales hacia las conducciones. De esta manera se logra disminuir el volumen y el tiempo de inundación en los puntos más conflictivos de la cuenca.

REFERENCIAS

ASCE, (1992). "Design & Construction of Urban Stormwater Management Systems*", Manual and Report on Engineering, New York, NY).*

Fornari E. M, D'Elia M. P., Fedele A. L. (2013). "Relaciones hidráulicas entre un acuífero y cuerpos de agua superficial en áreas urbanas"*, XXIV Congreso Nacional del Agua, San Juan, 2013.*

Kidd, C. H. R. (1978). "Rainfall-runoff processes over urban surfaces." *Proc., Int. Workshop Institute of Hydrology, Wallingford, U.K.*

Macor J. L. (2002). "Análisis comparativo del parámetro ancho de Cuenca del modelo RUNOFF-SWMM*", Revista Ingeniería Hidráulica en México, vol. XVII, núm. 2, pp 17-26, abril-junio 2002.*

U.S. Soil Conservation Service (1966). "Diseño de presas pequeñas". *Bureau of Reclamation. pp 639.*

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

BALANCE HÍDRICO DE LA CUENCA DEL ARROYO ALBUERA, PROVINCIA DE BUENOS AIRES

Bran, Tomás[1]; Palmeyro, Pablo[2]; Torrero, Mariana[3]; Viñes, Susana[4]

[1,2,3,4] Facultad de Ingeniería y Ciencias Agrarias
Pontificia Universidad Católica "Sta. María de los Buenos Aires", Buenos Aires, Argentina
[1]tomasbran@hotmail.com; [2]pabloepalmeyro@gmail.com; [3]mptorrero@gmail.com; [4]susanavines@yahoo.com.ar

RESUMEN:

La cuenca del arroyo Albuera, afluente del Río Luján se desarrolla dentro del partido de Malvinas Argentinas, provincia de Buenos Aires, Argentina. En el presente trabajo, dada la importancia del curso de agua como recurso hídrico en sí y en razón de las características ambientales de la zona, se busca a través de los análisis de los diagramas ombrotérmicos, los balances hídricos y su relación caudal-precipitación, poder determinar la variación a la respuesta hidrológica de la zona. Dado que se trata de un curso de agua del cual no se disponen aforos, los datos obtenidos de las estaciones Don Torcuato Aero y San Miguel, permiten que la información brindada por el balance hídrico sirva para establecer la existencia o no de excesos hídricos y en función de ellos, en el caso que los hubiera, permitirá cuantificar la relación caudal-precipitación y su posterior análisis de los excesos. Por lo tanto, la elaboración de los balances hídricos permite evaluar si el sistema hídrico del arroyo Albuera presenta excesos y su incidencia en la variabilidad del caudal.

ABSTRACT:

The Albuera creek basin, a tributary of the Lujan River, is located in the *Malvinas Argentinas* district, in Buenos Aires province. Given the huge importance of the basin, not only as a hidric resource but as a broader socioenvironmental factor, this paper will focus on analyzing the ombrothermic diagrams, water balances, and the correlation between precipitation and runoff, in order to determine variations in the water flow response. Since the creek has no gouging measurements, the precipitation data obtained from the Don Torcuato Aero and San Miguel stations are useful to analyze whether there is a hydrologic excess in the basin and its magnitude. Thus, the elaboration and analysis of the water balances allows us to evaluate if the hydrologic system of the Albuera basin has excess and what incidence it has in flow variations.

PALABRAS CLAVES: Cuenca hidrográfica; balance hídrico; diagrama ombrotérmico.

INTRODUCCIÓN

El arroyo Albuera, afluente del Río Luján, desarrolla una cuenca hidrográfica que se extiende dentro de Grand Bourg, partido de Malvinas Argentinas, provincia de Buenos Aires, Argentina (Fig. 1). La cuenca se presenta urbanizada en su parte alta y media y en la zona baja, en la confluencia con el arroyo Claro, se localizan un gran número de establecimientos industriales que conforman el denominado Triángulo Industrial, la calidad del agua de este arroyo se encuentra afectada por la descarga de efluentes domiciliarios e industriales, incrementando el riesgo de salud en caso de un desborde del mismo, (Gomez, 2016). Dada la importancia que reviste el curso de agua como recurso hídrico en sí y en razón de las características ambientales de la zona, se calculan los balances hídricos para el período 1961-2010 a fin de identificar la existencia de excesos hídricos, determinar la relación caudal-precipitación y su posterior análisis de los excesos.

El crecimiento poblacional del conurbano bonaerense nos enfrenta a la incesante transformación de terrenos rurales en zonas urbanas con parques industriales, barrios cerrados, y asentamientos con viviendas precarias, con la consecuente alteración de la escorrentía en las cuencas por variaciones en la topografía e impermeabilización de los terrenos. Frente a este proceso de antropización creciente, surge la necesidad de desarrollo de infraestructura vial y pluvial la cual, a su vez, genera y sufre las consecuencias de las alteraciones que se imprimen en la topografía. Esta realidad, sumada a la falta de estudios de cuencas hídricas en toda la República Argentina, motivó el análisis de la cuenca del arroyo Albuera.

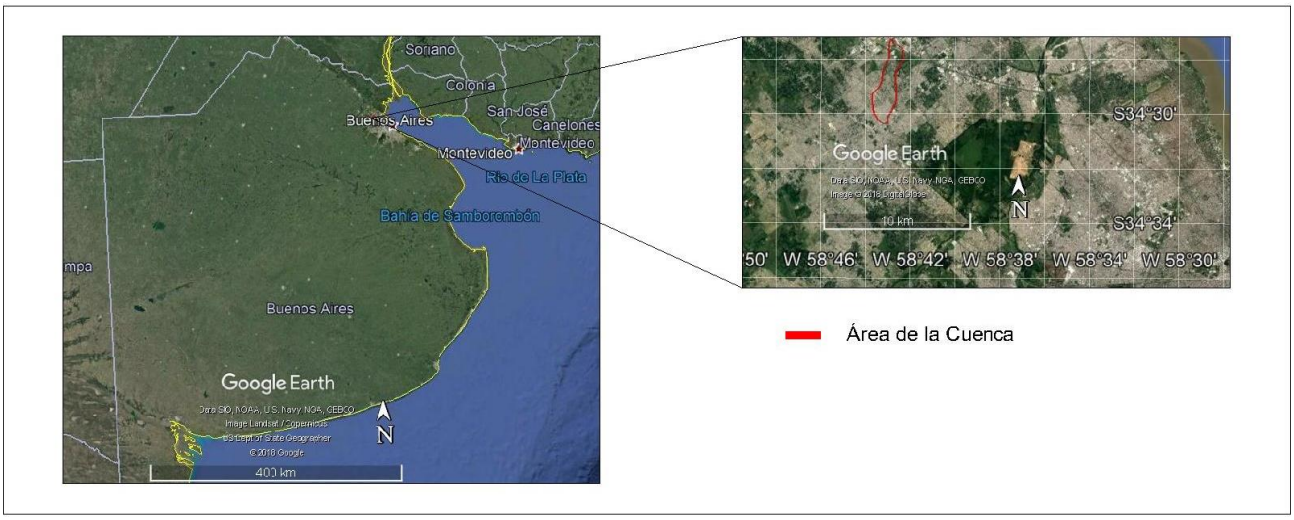


Figura 1. Localización de la cuenca del arroyo Albuera.

IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA

La cuenca del arroyo Albuera ha sido objeto de un gran crecimiento urbanístico, aumentando la densidad demográfica y produciendo cambios morfológicos en la zona. La impermeabilización producida por la urbanización provoca el aumento del escurrimiento superficial (el cual puede superar el 90% del total de lo llovido), disminuyendo el tiempo en el cual llega el pico de la creciente. Es de destacar que en Buenos Aires más del 20% de superficie se halla ocupando planicies aluviales de los diferentes cursos (Pereyra, 2004). Esto implica que no solo aumentó la población en el área de riesgo de desborde hídrico, sino que el tiempo de concentración bajó, por lo que la recurrencia de las lluvias aumentó. El conocimiento del balance hídrico de la cuenca permitirá analizar su dinámica y ayudará a la toma de decisiones.

METODOLOGÍA

Se analizaron los datos climatológicos de las estaciones de San Miguel (Lat. -34°33'0'', Long. -58°44'0'', altura 26 msnm) para el período 1961-2010 y de Don Torcuato Aero (Lat. -34°29'0'', Long. -58°37'0'', altura 4 msnm) para el período 1971-2000, correspondientes a las estadísticas proporcionadas por el Servicio Meteorológico Nacional (SMN, 2016) para calcular los balances hídricos. Se realizaron y analizaron los diagramas ombrotérmicos de Gaussen para determinar la existencia y duración de los períodos secos (Castillo y Castellví Sentis, 2001). Sobre un gráfico cartesiano se representan: en las abscisas los meses del año y en las ordenadas las precipitaciones y las temperaturas. La escala de las precipitaciones, en milímetros es el doble que la de la temperatura, en grados Celsius, según la hipótesis de Gaussen (1954 y 1955) de equivalencia entre 2 mm de precipitación y 1°C de temperatura.

Dado que se trata de un curso de agua del cual no se disponen aforos, la información brindada por el balance hídrico permitió establecer la existencia o no de excesos hídricos (Torrero, 2009) y en función de ellos, en el caso que los hubiera, permitirá cuantificar la relación caudal-precipitación y su posterior análisis de los excesos (Remenieras, 1974). En una cuenca hidrográfica el caudal de un río, definido como el volumen de escorrentía superficial por unidad de tiempo (Bruniard, 1992; Monsalve Sáenz, 1999) depende de factores como el clima, la vegetación y el complejo suelo-sustrato. Es decir, procesos como la precipitación, evaporación, intercepción, transpiración, infiltración y almacenamiento inciden directamente sobre el caudal. Asimismo, factores de naturaleza humana como los relacionados con la intervención antropogénica, influyen en la escorrentía superficial. Por ello, es indispensable valorar la respuesta del río frente a estos factores (Heras, 1972; Pedraza, 1996; Monsalve Sáenz, 1999). Por lo tanto, la elaboración de los balances hídricos permitió evaluar si el sistema hídrico del arroyo Albuera presenta excesos y su incidencia en la variabilidad del caudal. Los balances utilizan principalmente como datos la precipitación y la evapotranspiración potencial, encontrando el primero disponible en los datos de la estación meteorológica, no así el de la evapotranspiración que estimó por el método de Thornthwaite y Mather (1957).

DESARROLLO

A) ANÁLISIS CLIMATOLÓGICO

El área de estudio se caracteriza por un clima del tipo templado, húmedo (B2) para la estación de San Miguel en los períodos de 1961-1990 y Don Torcuato en los períodos 1971-2000 y a su vez se caracteriza un clima del tipo templado húmedo pero con un índice hídrico menor (B1), la estación de San Miguel en los períodos de 1991 a 2010, determinado por el índice hídrico (Tabla 1), según la clasificación de Thornwaite (1949). La falta de agua se caracteriza como pequeña o nula para ambas estaciones en todos los períodos estudiados.

Tabla 1.- Índices de aridez, humedad e hídricos para los períodos del 1961 al 2010.

	Indice de Aridez					Indice de Humedad					Indice Hídrico				
	1961-70	1971-80	1981-90	1991-00	2001-10	1961-70	1971-80	1981-90	1991-00	2001-10	1961-70	1971-80	1981-90	1991-00	2001-10
San Miguel	r = 0	r = 0	r = 0	r = 0	r = 0	w2 = 45,05	w2 = 48,63	w2 = 44,74	w2 = 27,12	w2 = 32,629	B2 = 45,05	B2 = 48,63	B2 = 44,74	B1 = 27,12	B1 = 32,62
Don Torcuato Aero	s/d	r = 0	r = 0	r = 0	s/d	s/d	w2 = 29,16	w2 = 31,63	w2 = 23,08	s/d	s/d	B1 = 29,16	B1 = 31,63	B1 = 23,08	s/d
s/d: sin dato															

En el análisis y comparación de los valores obtenidos con los estudios realizados previamente (Campo de Ferreras *et al*., 2004) no se registraron variaciones en el índice de aridez tanto en las estaciones de Don Torcuato Aero como en San Miguel, en ninguno de los períodos analizados.

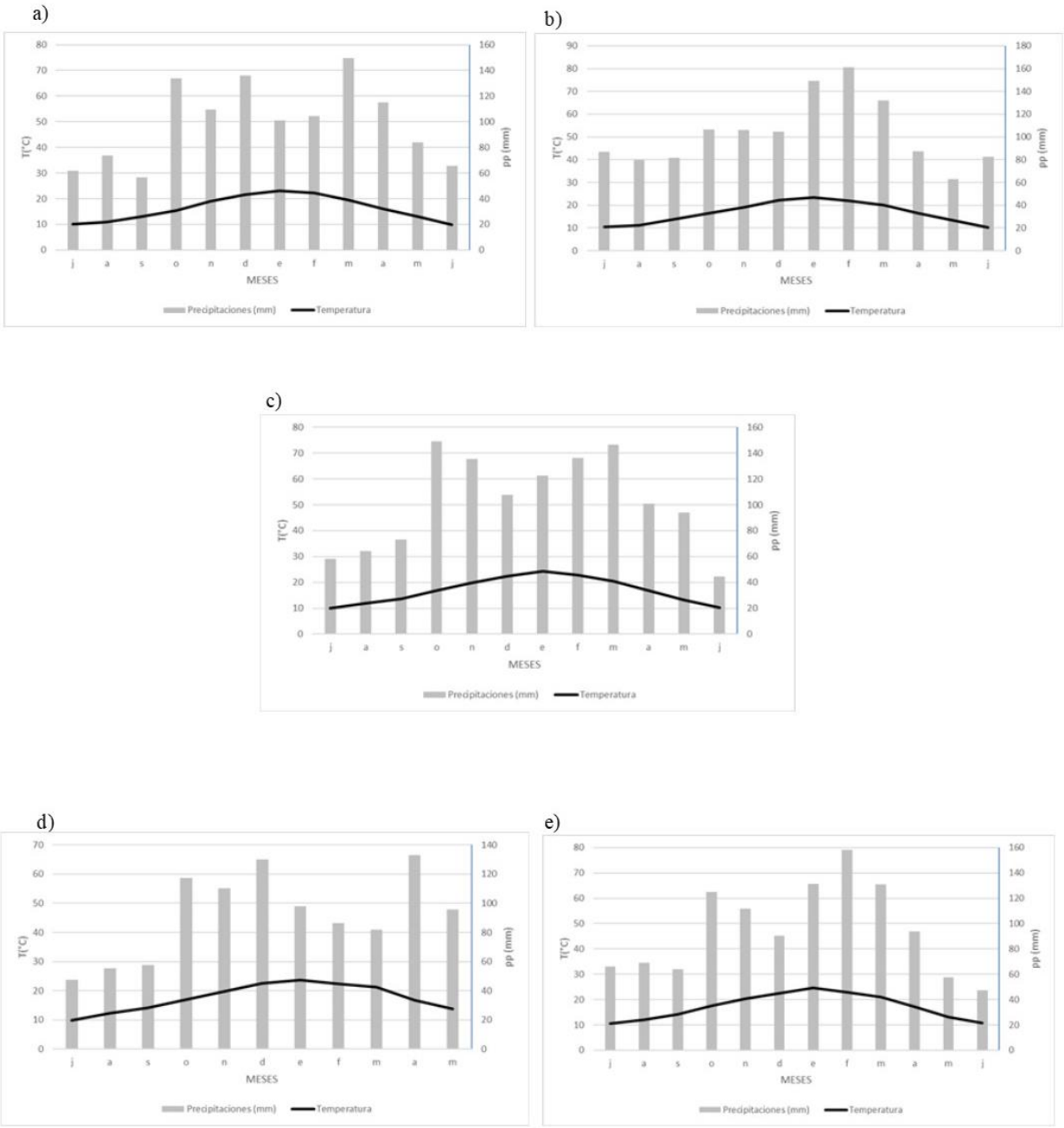


Figura 2. Diagramas ombrotérmicos para la estación San Miguel: a) período 1961-1970, b) período 1971-1980, c) período 1981-1990, d) período 1991-2000 y e) período 2000-2010.

Puede observarse en los diagramas ombrotérmicos de San Miguel (Fig. 2) que en las 3 primeras décadas del análisis (1961-1990) se obtuvo un período lluvioso con marcada presencia en la época estival, disminuyendo de forma muy leve en los períodos siguientes (1991-2010) pero manteniendo la época de excesos de agua estival. Esta disminución del índice hídrico que se dio en el período 1981-1990 al 1991-2000, se debe una disminución de los excesos de 149,49 mm y un aumento de la temperatura de 0,19°C. En este caso siguiendo la clasificación de Bruniard (1992), ante la ausencia de dos o más períodos secos en período estival se indica un clima templado cálido trópical, por lo tanto, incoporando la clasificación mencionada anteriormente, se define un clima templado cálido húmedo tropical.

En el caso de los diagramas ombrotérmicos de Don Torcuato (Fig. 3) puede determinarse que las 2 primeras décadas (1971-1990) de análisis tienen un pequeño incremento de su índice hídrico, manteniendo un exceso de agua grande en época estival, mientras que en el último decenio analizado (1991-2000) se puede apreciar una pequeña disminución del índice hídrico, que se explica por una disminución de los excesos de 79,46 mm y una disminución de la temperatura de 0,52°C, dada del período del 1981-1990 al del 1991-2000. Sin embargo, sigue manteniéndose un exceso de agua grande en época estival. La clasificación de Bruniard (1992) y la clasificación de Thornwaite (1949), ante la ausencia de dos o más períodos secos durante el verano, determinan un clima templado cálido húmedo tropical.

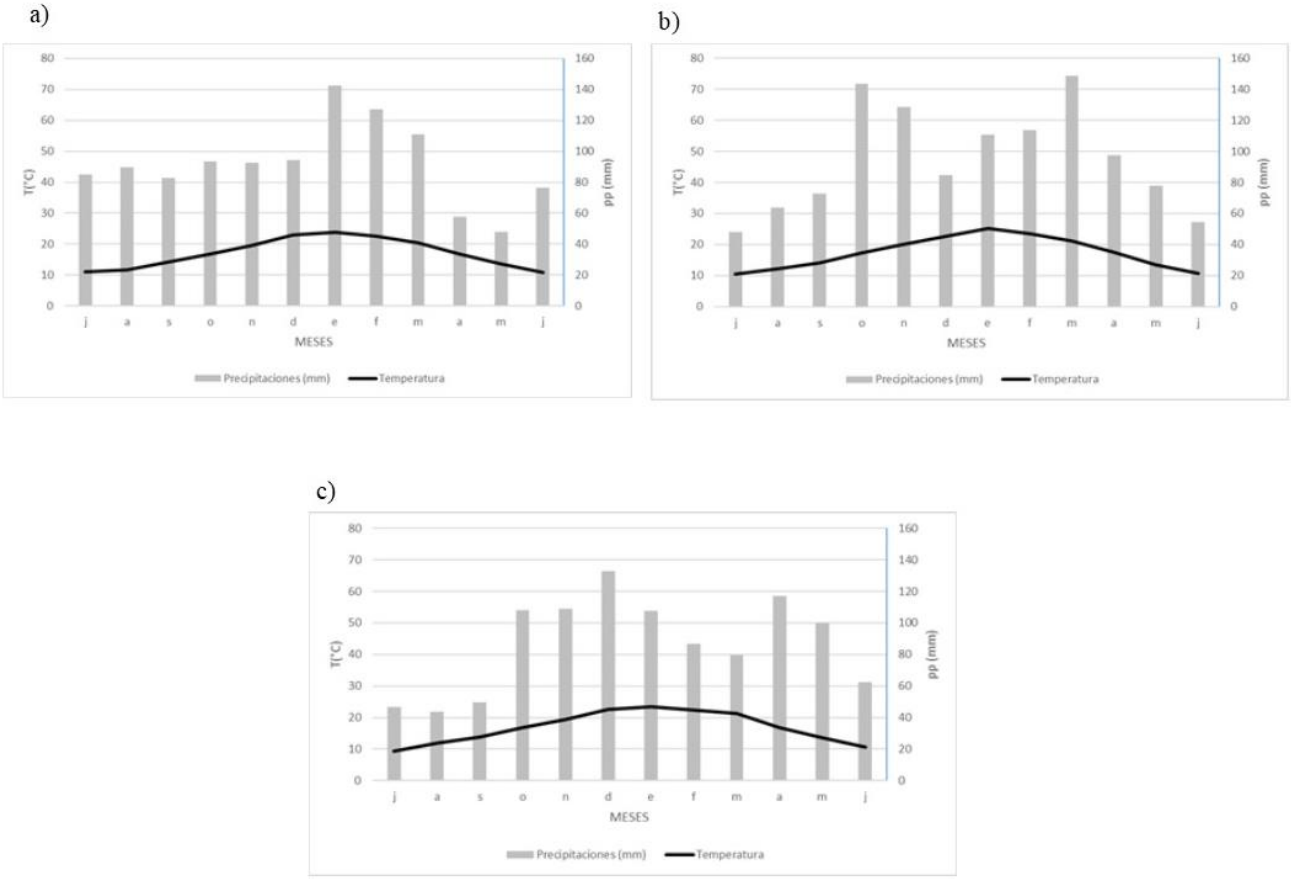


Figura 3. Diagramas ombrotérmicos para la estación Don Torcuato Aero: a) período 1971-1980, b) período 1981-1990, c) período 1991-2000.

B) BALANCES HÍDRICOS DE LA CUENCA

Se realizan y analizan los balances hídricos empleando el método de Thornthwaite y Mather (1957) para las localidades de San Miguel (períodos 1961-2010) y Don Torcuato (períodos 1971-2000).

El análisis del balance hídrico de la estación San Miguel para el primer período analizado 1961-1970 mostró un período predominantemente húmedo, con una utilización de 34,7 mm y sin periodos de déficit (Fig. 4.a). El período de exceso (215,7 mm) acontece en los meses de julio a mediados de diciembre, desde allí y hasta febrero las precipitaciones comienzan a disminuir y la evapotranspiración potencial incrementa paulatinamente, recurriendo a la utilización del agua almacenada en el suelo, contrarrestando la necesidad de agua. A partir de febrero, y antes de que se acaben las reservas, el aumento de precipitaciones repone las mismas, hasta que, a fines de marzo se entra en un nuevo período de exceso (173,1 mm), que va desde abril a junio. En 1971-1980 (Fig. 4.b), el exceso (201,2 mm) se tiene en los meses de julio a noviembre y en diciembre las precipitaciones comienzan a descender y se acrecienta gradualmente la evapotranspiración potencial, recurriendo a la utilización del agua almacenada en el suelo, para compensar la falta de esta (22,1 mm). Sin llegar a agotarse las reservas, se repone en los meses de enero a febrero (22,1 mm) y se entra en un nuevo período de exceso (204,8 mm), que va desde marzo a junio.

Al analizar el decenio 1981-1990 (Fig. 4.c) podemos observar que el período de exceso (215,7 mm) ocurre en los meses de julio a noviembre, y en diciembre y enero las precipitaciones comienzan a descender y se incrementa paulatinamente la evapotranspiración potencial, recurriendo a la utilización del agua almacenada en el suelo (39,8 mm), para compensar la necesidad del agua. Sin llegar a agotarse las reservas, se repone en los meses de febrero a marzo (39,8 mm) y se entra en un nuevo período de exceso (165,2 mm), que va desde abril a junio. Mientras que para la década comprendida entre 1991-2000 (Fig. 4.d) se distingue un período de exceso (124,7 mm) que tiene lugar en los meses de julio a diciembre cuando el aumento de las temperaturas y la disminución de las precipitaciones producen una utilización del agua contenida en el suelo (73,4 mm), para compensar la necesidad entre diciembre y marzo. Sin llegar a agotarse las reservas, se repone en los meses de abril hasta principios de mayo (73,4 mm) y se entra en un nuevo período de exceso (106,5 mm), que va desde mayo a junio. El período 2001-2010 (Fig. 4.e) evidenció un período de exceso (163,7 mm) que abarca de julio a noviembre, y desde noviembre hasta mediados de enero el aumento de la evapotranspiración potencial junto con el descenso de las precipitaciones genera una utilización del agua almacenada en el suelo (48,7 mm). Sin que se agoten las reservas, se repone entre mediados de enero hasta fines de febrero (48,7 mm) y se entra en un nuevo período de exceso (116,1 mm), que va desde marzo a junio.

El análisis del balance hídrico de la estación Don Torcuato para los períodos 1971-1980, 1981-1990, y 1991-2000 (Fig. 5) reflejó también decenios mayoritariamente húmedos. El balance hídrico para este caso nos muestra que la utilización fue de 37,4 mm para el primer período, 81,9 mm para el segundo, y 64,7 mm para el tercero. Por otro lado, los excesos totalizaron 248,2 mm, 275,0 mm, y 195.5 mm, para los períodos 1971-1980, 1981-1990, y 1991-2000 respectivamente. Al analizar el decenio de 1971-1980 (Fig. 5.a) se evidenció un exceso (178,7 mm) que ocurre en los meses de julio a octubre, desde noviembre hasta mediados de enero las precipitaciones comienzan a descender y se incrementa la evapotranspiración potencial, recurriendo a la utilización del agua almacenada en el suelo (37,4 mm), para compensar la necesidad del agua. El período de reposición le sucede durante mediados de enero y principios de abril (37,4 mm), y luego se entra en un nuevo período de exceso (69,5 mm) que va desde abril a junio.

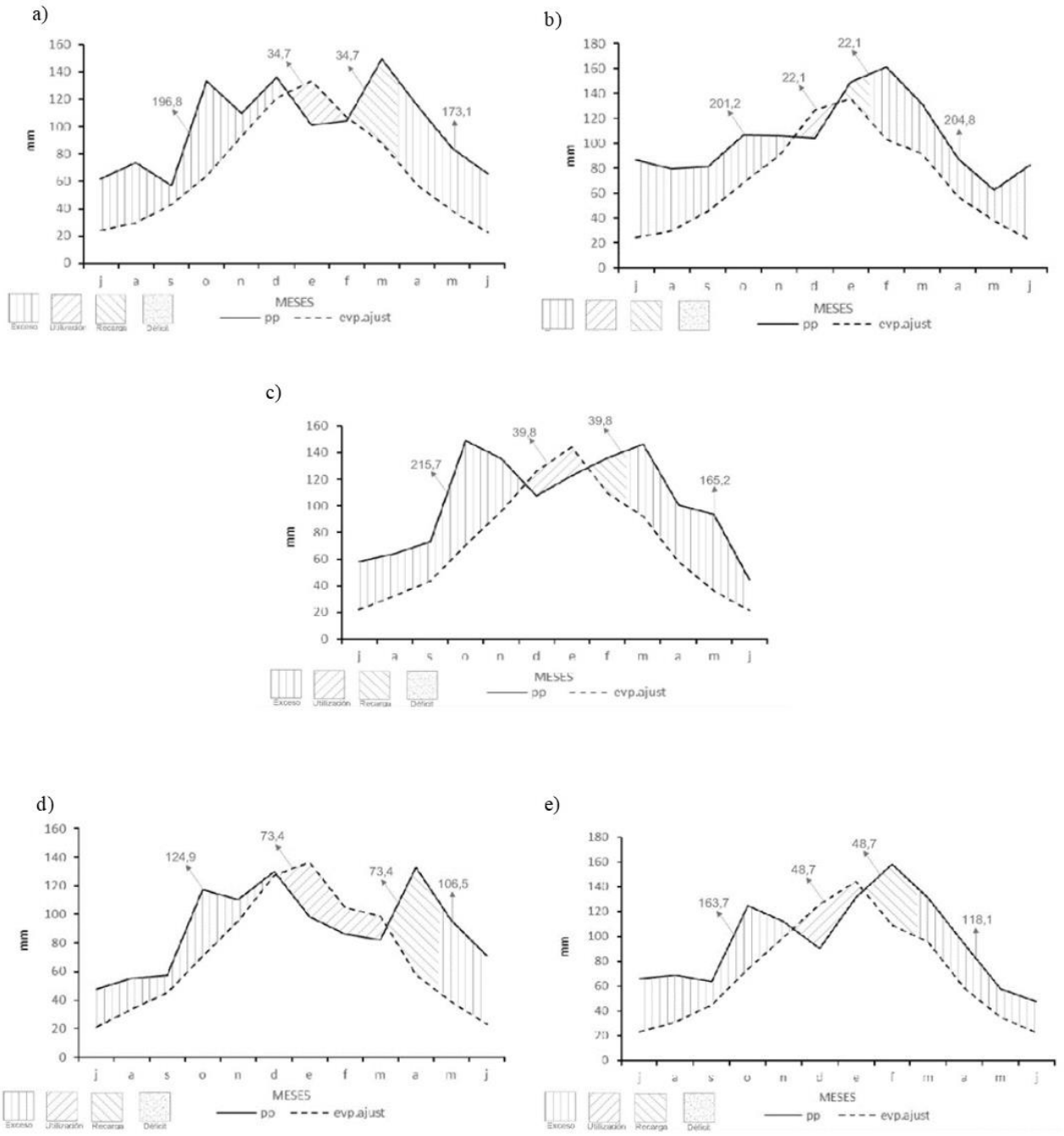


Figura 4. Balances Hídricos para la estación San Miguel: a) período 1961-1970, b) período 1971-1980, c) período 1981-1990, d) período 1991-2000 y e) período 2000-2010.

En el período 1981-1990 (Fig. 5.b) se observa que entre los meses de julio a noviembre se produce un período de exceso (191,2 mm). A partir de diciembre hasta mediados de febrero el descenso de las precipitaciones y el incremento de la evapotranspiración potencial, llevan a la utilización del agua almacenada en el suelo (81,9 mm). Le sigue un período de reposición que se extiende entre mediados de febrero y mediados de abril (81,9 mm), para luego entrar en un nuevo período de exceso (83,8 mm) que va desde mediados de abril a junio. Por último, el estudio del período 1991-2000 (Fig. 5.c) manifestó un período de exceso (101,9 mm) en los meses de julio a diciembre, y desde allí hasta mediados de marzo una utilización del agua almacenada en el suelo (64,7 mm). Le sigue un período de reposición que se extiende entre mediados de marzo y mediados de mayo (64,7 mm), y luego se entra en un nuevo período de exceso (93,6 mm) que va desde mediados de mayo a junio.

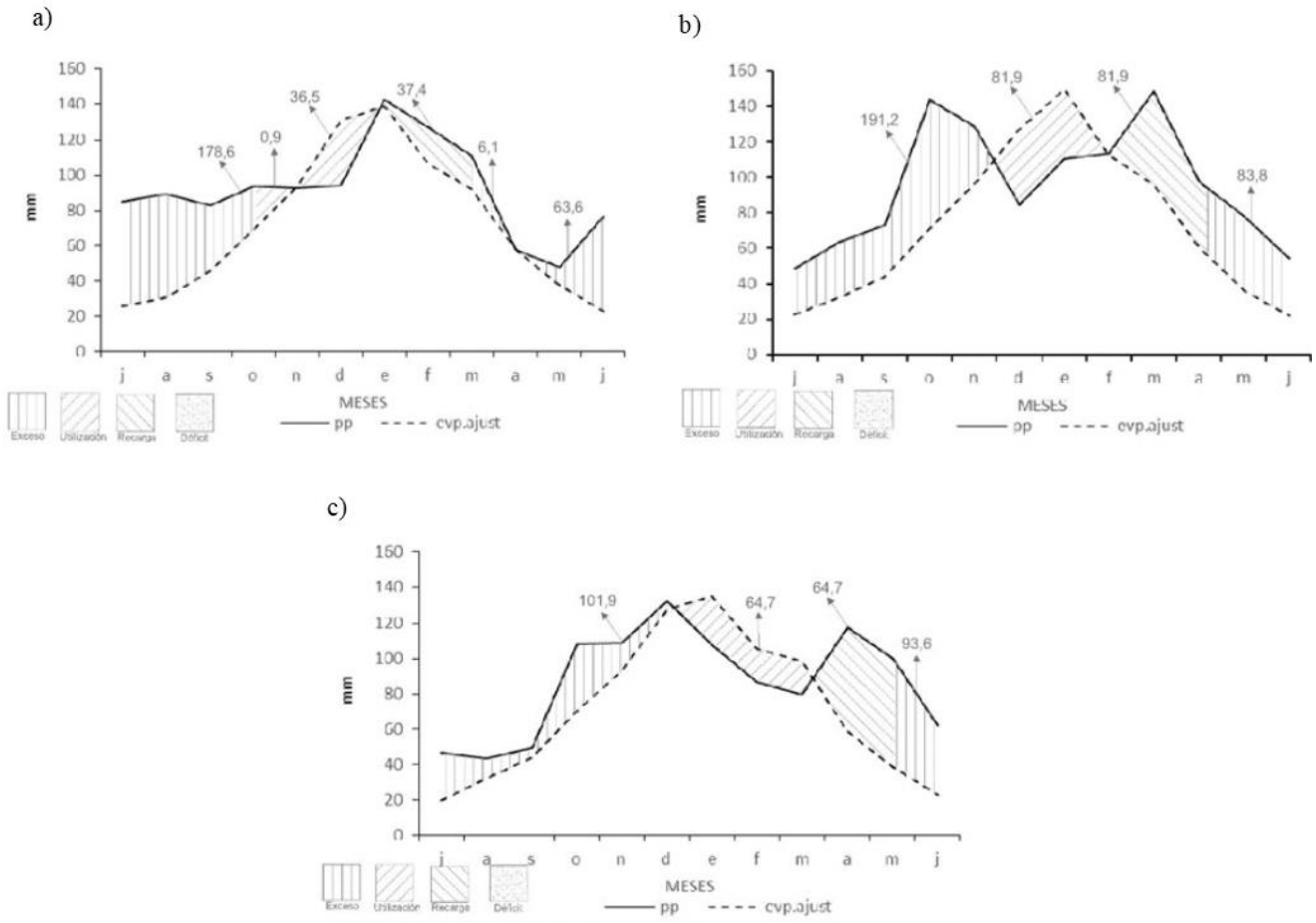


Figura 5. Balances Hídricos para la estación Don Torcuato Aero: a) período 1971-1980, b) período 1981-1990, c) período 1991-2000.

C) ANÁLISIS DE LA RELACIÓN CAUDAL-PRECIPITACIÓN

Se realizó el análisis de los escurrimientos mensuales por excesos obtenidos de los balances hídricos para ver cuánto de estos excesos se transforman en caudal.

El análisis de los valores obtenidos para la estación de Don Torcuato Aero (Tabla 2) para el período comprendido entre los años 1971-1980 muestra que los mayores valores se dan entre los meses de junio a octubre, con un pico de 51.59 mm en agosto, mientras que se observan los mínimos en los meses de enero a abril. Al analizar el siguiente decenio, que abarca de 1981 a 1990, se mueve el pico de mayor escurrimiento 57,97 mm hacia los meses de octubre y septiembre, teniendo el mínimo entre los meses de enero y abril nuevamente. En la última década de la serie de datos, 1991-2000, no se observa un pico de escurrimiento marcado, siendo el máximo de solo 33,20 mm en el mes de junio, y con los mayores escurrimientos abarcando de mayo a diciembre, siendo nuevamente los meses de enero a abril, los de los mínimos valores (Fig. 6).

Tabla 2.- Análisis de los excesos de la estación Don Torcuato Aero para los períodos del 1971 al 2000.

MESES	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL
Excesos	0.00	0.00	5.99	0.14	10.17	53.42	59.12	58.81	36.73	23.92	0.00	0.00	248.30
			2.99	1.50	0.75	0.37	0.19	0.09	0.05	0	0	0	
				0.07	0	0	0	0	0	0	0	0	
					5.1	2.54	1.27	0.64	0.32	0.16	0.08	0.04	
						26.71	13.35	6.68	3.34	1.67	0.83	0.42	
	0.21	0.10	0.05				29.56	14.78	7.39	3.69	1.85	0.92	
	0.46	0.23	0.12	0.06				29.41	14.70	7.35	3.68	1.84	
	0.92	0.46	0.23	0.11	0.06				18.37	9.18	4.59	2.30	
	1.15	0.57	0.29	0.14	0.07					11.96	5.98	2.99	
	1.50	0.75	0.37	0.19	0.09	0.05							
Escurrimiento (1971-1980)	**4.23**	**2.12**	**4.05**	**2.07**	**6.06**	**29.67**	**44.37**	**51.59**	**44.16**	**34.02**	**17.01**	**8.50**	
Excesos	0.00	0.00	0.00	9.74	42.10	31.97	25.47	31.51	28.87	72.77	32.58	0.00	275.00
				4.87	2.44	1.22	0.61	0.30	0.15	0.08			
					21.0	10.52	5.26	2.63	1.32	0.66	0.33	0.16	
						15.99	7.99	4.00	2.00	1.00	0.50	0.25	
	0.12	0.06					12.74	6.37	3.18	1.59	0.80	0.40	
	0.20	0.10	0.05					15.75	7.88	3.94	1.97	0.98	
	0.49	0.25	0.12	0.06					14.43	7.22	3.61	1.80	
	0.90	0.45	0.23	0.11	0.06					36.38	18.19	9.10	
	4.55	2.27	1.14	0.57	0.28	0.14	0.07				32.58	16.29	
	8.14	4.07	2.04	1.02	0.51	0.25	0.13	0.06					
Escurrimiento (1981-1990)	**14.41**	**7.21**	**3.57**	**6.63**	**24.33**	**28.12**	**26.80**	**29.12**	**28.96**	**50.86**	**57.97**	**28.98**	
Excesos	0.00	0.00	0.00	0.00	54.77	38.87	26.74	11.21	5.22	37.80	15.90	5.02	195.54
					27.4	13.69	6.85	3.42	1.71	0.86	0.43	0.21	
						19.44	9.72	4.86	2.43	1.21	0.61	0.30	
	0.15	0.08					13.37	6.68	3.34	1.67	0.84	0.42	
	0.21	0.10	0.05					5.61	2.80	1.40	0.70	0.35	
	0.18	0.09							2.61	1.31	0.65	0.33	
	0.16	0.08								18.90	9.45	4.73	
	2.36	1.18	0.59	0.30	0.15	0.07					7.95	3.98	
	1.99	0.99	0.50	0.25	0.12	0.06						2.51	
	1.25	0.63	0.31	0.16	0.08								
Escurrimiento (1981-1990)	**3.06**	**1.53**	**0.64**	**0.30**	**27.53**	**33.20**	**29.93**	**20.57**	**12.90**	**25.35**	**20.63**	**10.31**	

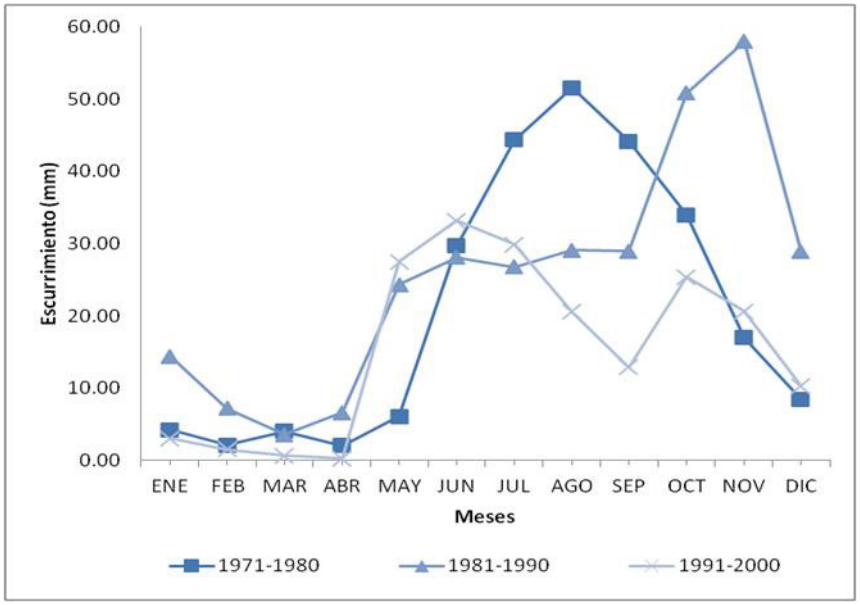


Figura 6. Escurrimiento para la estación Don Torcuato Aero: a) período 1971-1980, b) período 1981-1990, c) período 1991-2000.

Los escurrimientos calculados para la estación de Don Torcuato Aero (Fig. 6) presentan valores con una estacionalidad mucho más marcada que los correspondientes a la estación de San Miguel (Fig. 7), con mínimos de enero a abril y máximos entre julio y noviembre.

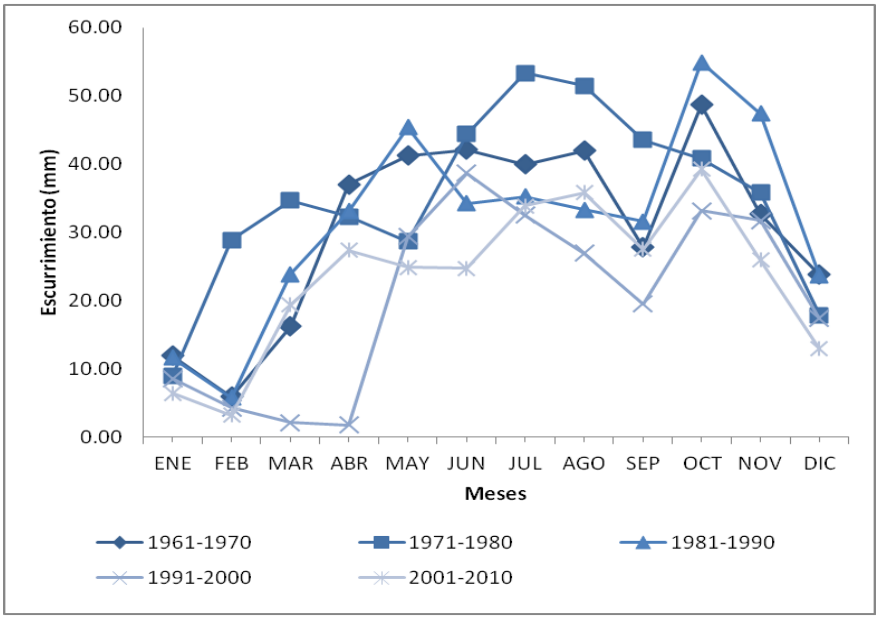


Figura 7. Escurrimiento para la estación San Miguel: a) período 1961-1970, b) período 1971-1980, c) período 1981-1990, d) período 1991-2000 y e) período 2000-2010.

En los cinco períodos analizados en la estación de San Miguel (Tabla 3), se advierte una prolongación de la temporada húmeda sin un pico ya tan marcado. En el primero de ellos, el escurrimiento medio anual comprendido entre 1961-1970 muestra un pico de 48,66 mm en octubre y un mínimo de 5.88 mm en febrero. En la siguiente década, 1971-1980, el pico de 53,34 mm se da en el mes de julio, mientras que el mínimo esta vez se da antes, en enero, con sólo 8,54 mm. Para el período 1981-1990, se produce un escurrimiento máximo en octubre con 54,93 mm de exceso hídrico, siendo febrero el mes con menores valores de exceso con apenas 5,97 mm. La década de 1991-2000 presentó bajos valores de escurrimiento, siendo el mayor valor de 38,62 mm en junio, con mínimos que se extendieron desde enero a abril, donde se observa el valor más bajo de 1,72 mm. Por último, el decenio de 2001-2010 muestra un valor pico similar al período anterior, de 39,22 mm, pero con un período de mínimos escurrimientos más corto, con su valor extremo siendo de 3,19 mm (Fig. 7).

En la figura 7 se observa el patrón que presenta el escurrimiento por excesos correspondiente a la estación de San Miguel a lo largo de los 12 meses del año, siendo el segundo semestre el que concentra los mayores valores, se distingue una tendencia a disminuir desde la década de 1960 hasta el 2000, cuando se percibe un repunte de los escurrimientos medios mensuales. Si bien se observan diferencias entre las series de Don Torcuato Aero y las de San Miguel, se destaca que los dos meses de mayores escurrimientos coinciden entre ambas estaciones para un mismo período, como era de esperar debido a la cercanía de las mismas. También se observa una disminución de los valores de escurrimiento en la década de 1991-2000 respecto a los períodos anteriores.

Tabla 3.- Análisis de los excesos de la estación San Miguel para los períodos del 1961 al 2010.

MESES	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL
Excesos	0.00	0.00	26.59	57.92	45.55	43.05	37.85	44.19	13.64	69.50	16.60	15.07	369.95
			13.29	6.65	3.32	1.66	0.83	0.42	0.21	0.10	0.05		
				28.96	14.48	7.24	3.62	1.81	0.91	0.45	0.23	0.11	
	0.06				22.8	11.39	5.69	2.85	1.42	0.71	0.36	0.18	
	0.09					21.53	10.76	5.38	2.69	1.35	0.67	0.34	
	0.17	0.08					18.92	9.46	4.73	2.37	1.18	0.59	
	0.30	0.15	0.07					22.09	11.05	5.52	2.76	1.38	
	0.69	0.35	0.17	0.09					6.82	3.41	1.71	0.85	
	0.43	0.21	0.11	0.05						34.75	17.37	8.69	
	4.34	2.17	1.09	0.54	0.27	0.14	0.07				8.30	4.15	
	2.07	1.04	0.52	0.26	0.13	0.06						7.53	
	3.77	1.88	0.94	0.47	0.24	0.12	0.06						
Escurrimiento (1961-1970)	**11.91**	**5.88**	**16.19**	**37.02**	**41.22**	**42.13**	**39.96**	**42.01**	**27.83**	**48.66**	**32.63**	**23.82**	
Excesos	0.00	48.88	40.56	29.99	25.12	60.22	62.36	49.67	35.69	38.06	15.44	0.00	405.99
		24.44	12.22	6.11	3.06	1.53	0.76	0.38	0.19	0.10	0.05		
			20.28	10.14	5.07	2.53	1.27	0.63	0.32	0.16	0.08		
				14.99	7.50	3.75	1.87	0.94	0.47	0.23	0.12	0.06	
					12.6	6.28	3.14	1.57	0.78	0.39	0.20	0.10	
	0.05					30.11	15.05	7.53	3.76	1.88	0.94	0.47	
	0.24	0.12	0.06				31.18	15.59	7.80	3.90	1.95	0.97	
	0.49	0.24	0.12	0.06				24.84	12.42	6.21	3.10	1.55	
	0.78	0.39	0.19	0.10	0.05				17.85	8.92	4.46	2.23	
	1.12	0.56	0.28	0.14	0.07					19.03	9.52	4.76	
	2.38	1.19	0.59	0.30	0.15	0.07					15.44	7.72	
	3.86	1.93	0.97	0.48	0.24	0.12	0.06						
Escurrimiento (1971-1980)	**8.90**	**28.87**	**34.71**	**32.32**	**28.69**	**44.39**	**53.34**	**51.48**	**43.58**	**40.82**	**35.85**	**17.86**	
Excesos	0.00	0.00	41.94	42.44	57.71	23.11	36.24	31.54	29.86	78.28	39.78	0.00	380.91
			20.97	10.49	5.24	2.62	1.31	0.66	0.33	0.16	0.08		
				21.22	10.61	5.31	2.65	1.33	0.66	0.33	0.17	0.08	
					28.9	14.43	7.21	3.61	1.80	0.90	0.45	0.23	
						11.56	5.78	2.89	1.44	0.72	0.36	0.18	
	0.09						18.12	9.06	4.53	2.27	1.13	0.57	
	0.28	0.14	0.07					15.77	7.89	3.94	1.97	0.99	
	0.49	0.25	0.12	0.06					14.93	7.47	3.73	1.87	
	0.93	0.47	0.23	0.12	0.06					39.14	19.57	9.78	
	4.89	2.45	1.22	0.61	0.31	0.15	0.08				19.89	9.94	
	4.97	2.49	1.24	0.62	0.31	0.16	0.08						
Escurrimiento (1981-1990)	**11.66**	**5.79**	**23.86**	**33.12**	**45.38**	**34.22**	**35.23**	**33.31**	**31.59**	**54.93**	**47.36**	**23.64**	
Excesos	0.00	0.00	0.00	1.59	57.03	47.92	26.45	21.53	12.02	46.88	15.15	2.86	231.42
				0.79	0.40	0.20	0.10	0.05					
					28.5	14.26	7.13	3.56	1.78	0.89	0.45	0.22	
						23.96	11.98	5.99	2.99	1.50	0.75	0.37	
	0.19	0.09					13.22	6.61	3.31	1.65	0.83	0.41	
	0.21	0.10	0.05					10.76	5.38	2.69	1.35	0.67	
	0.34	0.17	0.08						6.01	3.01	1.50	0.75	
	0.38	0.19	0.09							23.44	11.72	5.86	
	2.93	1.46	0.73	0.37	0.18	0.09					15.15	7.57	
	3.79	1.89	0.95	0.47	0.24	0.12	0.06					1.43	
	0.71	0.36	0.18	0.09									
Escurrimiento (1991-2000)	**8.54**	**4.27**	**2.09**	**1.72**	**29.33**	**38.62**	**32.49**	**26.98**	**19.48**	**33.18**	**31.74**	**17.30**	
Excesos	0.00	0.00	35.58	35.36	22.54	24.62	43.06	37.84	19.10	51.10	12.58	0.00	281.78
			17.79	8.89	4.45	2.22	1.11	0.56	0.28	0.14	0.07		
				17.68	8.84	4.42	2.21	1.11	0.55	0.28	0.14	0.07	
					11.3	5.64	2.82	1.41	0.70	0.35	0.18	0.09	
						12.31	6.16	3.08	1.54	0.77	0.38	0.19	
	0.10	0.05					21.53	10.77	5.38	2.69	1.35	0.67	
	0.34	0.17	0.08					18.92	9.46	4.73	2.36	1.18	
	0.59	0.30	0.15	0.07					9.55	4.78	2.39	1.19	
	0.60	0.30	0.15	0.07						25.55	12.78	6.39	
	3.19	1.60	0.80	0.40	0.20	0.10	0.05				6.29	3.14	
	1.57	0.79	0.39	0.20	0.10	0.05							
Escurrimiento (2001-2010)	**6.39**	**3.19**	**19.36**	**27.32**	**24.86**	**24.74**	**33.88**	**35.83**	**27.47**	**39.28**	**25.93**	**12.93**	

CONCLUSIONES

El análisis climatológico determinó que la cuenca del arroyo Albuera se caracteriza por un clima templado húmedo. El estudio de los balances hídricos elaborados para el período 1961-2010 marcó el predominio de períodos húmedos que se extienden desde el otoño hasta la primavera inclusive, y cortos períodos más secos durante el verano. Si bien las precipitaciones bajan durante dicho período y la evapotranspiración aumenta, no se llega a tener déficit hídrico, por lo que el déficit es nulo en la cuenca estudiada. El cálculo y análisis del escurrimiento por excesos, obtenidos del balance hídrico, presentó una disminución en las precipitaciones en la década del 90. En este período se produce un gran desarrollado urbanístico impulsado por la construcción de la Autopista Pascual Palazzo. El estudio realizado contribuye al conocimiento del área y al manejo hídrico del recurso en una zona donde los problemas de urbanización están modificando de manera creciente el espacio.

REFERENCIAS

Bruniard, E., (1992). Hidrografía. Procesos y tipos de escurrimiento superficial. Ceyne, Buenos Aires. 124 pp.

Campo de Ferreras, A.M.; **Capelli de Steffens, A.M.; Díez, P.G.**, (2004). El clima del Suroeste Bonaerense. Departamento de Geografía y Turismo, Universidad Nacional del Sur. Bahía Blanca, 99 pp.

Castillo, F.E y Castellví Sentis, F., (2001). Agrometeorología. Mundi Prensa. España. 520 pp.

Gaussen, H., (1954). Théories et classifications des climats et microclimats. VIII Congrés Int. Bot. Act. 7 et 3. CNRS. 125-130.

Gaussen, H., (1955). Expresión des milieux par des formules écologiques. Colloque Inter. CNRS. 257-269.

Heras, R., (1972). Manual de hidrología. Principios básicos en hidrología. V. 1. Dirección General de Obras Hidráulicas. Centro de Estudios Hidrográficos. Madrid, 473 pp.

Monsalve Sáenz, G., (1999). Hidrología en la Ingeniería, Alfaomega, Colombia, 359 pp

Pedraza Gilsanz, J. de, (1996). Geomorfología, principios, métodos y aplicaciones. Ed. Rueda. Madrid, 414 pp

Remenieras, G., (1974).Tratado de Hidrología Aplicada. ETA, Barcelona, 515 pp.

S.M.N. (Servicio Meteorológico Nacional) (1986). Estadísticas Meteorológicas,1981-1990. Nº 36. S.M.N. Buenos Aires.

Thornthwaite, C.; Mather, J. (1957). Instrucciones y tablas para el cómputo de la evapotranspiración potencial y el balance hídrico. Publicaciones de Climatología. Vol. X. Nº3. Instituto Tecnológico de Drexel, New Yersey. 1:67.

Torrero, M. P. (2009). Río Sauce Chico: Estudio hidrográfico para un desarrollo sustentable (tesis doctoral). Universidad Nacional del Sur. Bahía Blanca. Argentina, 71 pp.

Gómez, L.C. (2016). Riesgo hídrico poblacional en relación a las inundaciones y la calidad del agua superficial de la cuenca del Arroyo Claro en el Municipio de Malvinas Argentinas, Buenos Aires, 15 pp.

Pereyra, F.X. (2004). Geología urbana del área metropolitana bonaerense y su influencia en la problemática ambiental. Rev. Asoc. Geol. Argent. v.59 n.3 Buenos Aires jul./sept. 2004

IAHR AIIH
XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBREDE 2018

CUANTIFICACIÓN ESTIMATIVA DE IMPACTOS HIDRÁULICOS Y ECONÓMICOS DEL CAMBIO CLIMÁTICO EN DRENAJE URBANO: CONCORDIA (E.R.) Y SANTA FE

A. Villanueva[(1)], E. Garat[(2)], A. Spais[(1)] y G. Riccardi[(3)]
(1) Instituto Nacional del Agua (INA), (2) Universidad Tecnológica Nacional (UTN)
(3) Universidad Nacional de Rosario (UNR), Argentina.
email: aonvilla@gmail.com

RESUMEN:

La Tercera Comunicación para el Cambio Climático de la República Argentina (TCCCAR), indica que las precipitaciones extremas tienden a aumentar en los escenarios futuros. Ese incremento de la magnitud y frecuencia de las precipitaciones extremas aumentará las fallas de los sistemas de drenaje urbano (impactos hidráulicos), lo que implica mayores daños y costos de adaptación del sistema (impactos económicos). La caracterización de esos impactos es uno de los elementos básicos para el análisis de estrategias de adaptación.

A partir las estimaciones presentadas en la TCCCAR se definió, de manera simplificada, un intervalo de variación de las curvas IDF para escenarios futuros. Ese espectro de variación del impacto del cambio climático fue utilizado para analizar cómo sería afectada la gravedad de las fallas del sistema de drenaje urbano y estimar el impacto económico de esas fallas en la cuenca del arroyo Manzores en Concordia y en la cuenca Cruz Roja del centro de Santa Fe.

En este trabajo se presentan valores estimativos de esos impactos, como forma de comenzar a establecer un marco general de análisis de medidas de adaptación a los impactos del cambio climático sobre el drenaje urbano.

PALABRAS CLAVES: cambio climático; drenaje urbano; impacto hidráulico; impacto económico

ABSTRACT:

The Third Communication on Climate Change of the Argentine Republic (TCCCAR) indicates that extreme rainfall tends to increase in future scenarios. This increase in the magnitude and frequency of extreme rainfall will increase the failures of urban drainage systems (hydraulic impacts), which implies greater damages and costs of system adaptation (economic impacts). The characterization of these impacts is one of the basic elements for the analysis of adaptation strategies.

Based on the estimates presented in the TCCCAR, a variation interval of the IDF curves for future scenarios was defined in a simplified manner. This spectrum of variation in the impact of climate change was used to analyze how urban drainage system failures would be affected and estimate the economic impact of these faults in the Manzores creek basin in Concordia and in the Santa Fe downtown Cruz Roja basin.

This paper presents an estimation of those impacts, as an attempt to begin to establish a general framework for analyzing adaptation measures to the impacts of climate change on urban drainage.

KEYWORDS: climate change; urban drainage; hydraulic impact; economic impact

INTRODUCCIÓN

De acuerdo a lo informado en el AR5-IPCC (IPCC, 2014) y en la Tercera Comunicación para el Cambio Climático de la República Argentina (TCCCAR; CIMA, 2015), los resultados de los modelos GCM para diferentes escenarios indican que en casi toda la región húmeda de Argentina, que incluye las provincias de Misiones, Corrientes, Santa Fe, Entre Ríos y Buenos Aires, las precipitaciones extremas tienden a aumentar en los escenarios futuros. Ese incremento de la magnitud y frecuencia de las precipitaciones extremas por causa del cambio climático afectará la severidad y la cantidad de fallas de los sistemas de drenaje urbano. La caracterización de los impactos sobre la frecuencia y gravedad de los eventos críticos es uno de los elementos básicos para el análisis de estrategias de adaptación frente al cambio climático.

El aumento de las precipitaciones según los escenarios de cambio climático aumenta la severidad y la frecuencia de las fallas del sistema (impactos hidráulicos), que implican mayores daños y costos de adaptación del sistema (impactos económicos).

Tomando como punto de partida las estimaciones máximas y mínimas presentadas en la TCCCAR se definió, de manera simplificada, un intervalo de variación de las curvas IDF de la ciudad de Concordia, E.R. (Garat, 2017) y de la ciudad de Santa Fe, S.F. para escenarios futuros.

Ese espectro de variación del impacto del cambio climático fue utilizado para analizar cómo sería afectada la gravedad de las fallas del sistema de drenaje urbano y estimar su impacto económico en la cuenca del arroyo Manzores en Concordia y en la cuenca Cruz Roja del centro de Santa Fe.

En este trabajo se presentan valores estimativos de esos impactos para las dos cuencas analizadas, como forma de comenzar a establecer un marco general de análisis de medidas de adaptación a los impactos del cambio climático sobre el drenaje urbano.

La estimación de los impactos forma parte de un trabajo más amplio, orientado al análisis de posibles medidas de adaptación ante el impacto climático. Una parte del mismo fue desarrollado sobre la cuenca del arroyo Manzores (Garat, 2017) y otra parte se encuentra actualmente en desarrollo en la ciudad de Santa Fe. Ese trabajo sigue los lineamientos presentados en (Hallegate, 2009) y se orienta a comenzar a explorar distintas alternativas de adaptación, incluyendo medidas estructurales, no-estructurales y combinaciones de ambos tipos de medidas. En relación a las medidas de adaptación, en este texto solo será brevemente comentado un caso, el sobredimensionamiento del sistema de drenaje, para establecer un valor económico de referencia, sin que eso implique una preferencia por esa alternativa.

Cabe mencionar que el efecto del cambio climático enfatiza la necesidad de ejecutar adecuadamente los trabajos de limpieza y mantenimiento de los sistemas de drenaje. Considerando que los sistemas muchas veces fallan para lluvias de proyecto o menores por inadecuada limpieza y mantenimiento, es claro que un incremento en la magnitud de las lluvias aumenta la importancia de esos trabajos.

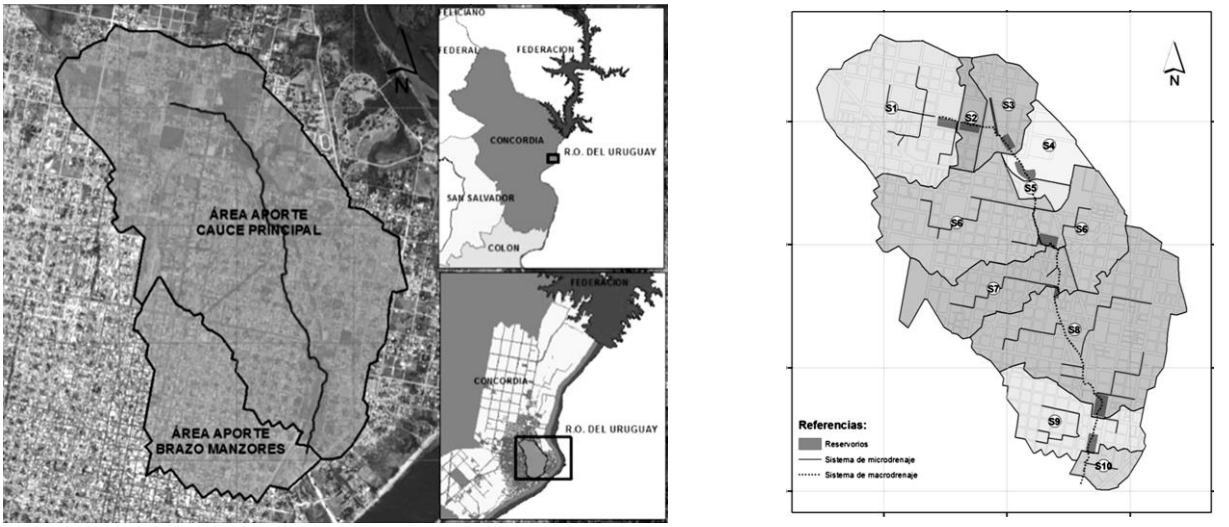
CUENCAS ANALIZADAS

Las cuencas presentadas en este trabajo corresponden a dos escalas de trabajo marcadamente diferentes. Una de ellas, la cuenca del arroyo Manzores, en Concordia, E.R. (Figura 1) tiene un área del orden de 6 km^2 (~600 ha), y fue analizada a escala de macrodrenaje. La otra, la cuenca Cruz Roja en Santa Fe, Arg. (Figura 2), tiene un área de 0.25 km^2 (25 ha) y fue analizada a escala de microdrenaje.

Las metodologías de análisis del impacto tuvieron también algunas diferencias, por ejemplo el Manzores fue analizado a valores de 2013 y Cruz Roja fue analizada a valores de 2017. Por este motivo los indicadores hidráulicos y económicos de las cuencas no pueden compararse directamente, deben ser analizados para cada cuenca (e.g. daños de una cuenca vs. costos de esa cuenca) y de manera complementaria entre cuencas.

Según se ve en la Figura 1, el arroyo Manzores escurre en el sector oriental de la ciudad (Figura 1 a), con dirección de desagüe noroeste-sudeste. La zona de estudio seleccionada para

desarrollar el análisis corresponde al área de aportes del cauce principal del arroyo (Figura 1b). En términos de urbanización, la cuenca del arroyo Manzores es básicamente residencial, de poder adquisitivo medio a medio bajo, y la urbanización está todavía en proceso de desarrollo. Una característica destacable, y que afecta los impactos y particularmente los costos de medidas estructurales es que el curso principal del arroyo está abierto y en estado cuasi natural.



a) Localización **b) Red de drenaje simulada**

Figura 1.- Cuenca del arroyo Manzores, Concordia

La otra cuenca analizada es la denominada Cruz Roja, de 25 hectáreas en el centro comercial de la ciudad de Santa Fe (Figura 2), con una población aproximada de 18.000 habitantes. Limita al Norte con calle Salta, al Sur con calle Zaspe, al Oeste con calle 1^{ero} de Mayo y al Este con el Dique 1 (puerto de Sta. Fe). Corresponde íntegramente a una zona densamente poblada, donde hay problemas de anegamiento debido a la baja densidad de desagües y a la casi inexistencia de pendiente de la superficie del terreno. En términos de urbanización, está completamente saturada, con una ocupación mixta residencial-comercial, de nivel socioeconómico medio.

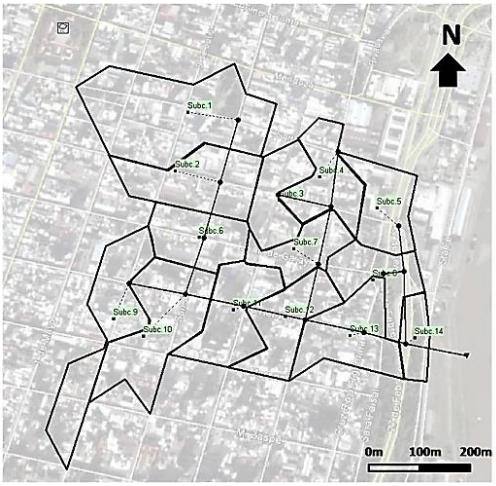


Figura 2.- Cuenca Cruz Roja, Santa Fe.

IMPACTOS DE CAMBIO CLIMÁTICO CONSIDERADOS

El AR5-IPCC (IPCC, 2014) y la TCCCAR (CIMA, 2015) proporcionan valores indicativos de los potenciales impactos del cambio climático sobre las lluvias intensas.

A partir de los mismos se adoptaron incrementos de las precipitaciones extremas de 10%, 20% y 30%, para cubrir todo el rango sugerido por los estudios mencionados. Los escenarios de cambio climático fueron caracterizados de manera simplificada, afectando a la lámina total

precipitada por coeficientes entre 1,10 y 1,30, asumiendo que esa es la única afectación. La distribución intensidad-duración-recurrencia (curvas IDF) se mantiene, o sea que el impacto es el mismo para todas las intensidades y todas las recurrencias. El efecto general es, por ejemplo, que un sistema de microdrenaje, diseñado para tener una probabilidad de falla (PF) de 20 % (Tr=5) pasaría a tener una PF entre 29 % y 55 % (para impactos entre 10 % y 30%). En otras palabras, las fallas de los sistemas pasan a ser más frecuentes y más graves. Manteniendo fija la magnitud de falla, su frecuencia se incrementa; si se fija la frecuencia, el aumento de las láminas incrementa la gravedad de las fallas del sistema de drenaje (Villanueva y Garat, 2016).

En términos de las lluvias específicas de cada una de las cuencas analizadas las diferencias no son importantes, dado que están relativamente cerca (aproximadamente 250 km, en una región sin orografía relevante). La ciudad de Santa Fe no cuenta con curvas IDF, por lo que la municipalidad local adopta el uso de la de la ciudad de Paraná para cálculos hidrológicos. Las relaciones IDF utilizadas para las ciudades de Concordia y Santa Fe se indican en las Ecuaciones [1] y [2] respectivamente (Zamanillo et al, 2008). Las tormentas de proyecto fueron generadas mediante la metodología de Bloques Alternos (como ejemplo, la Tabla 1 presenta los hietogramas de diseño de ambas localidades para un período de retorno Tr=5 años)

$$i = 652{,}4\, Tr^{0{,}26}/(d+5)^{0{,}71} \quad [1]$$

$$i = 601\, Tr^{0{,}23}/(d+6)^{0{,}69} \quad [2]$$

Tabla 1.- Tormenta de Proyecto-Tr: 5 años (láminas precipitadas en mm)

Tiempo (min)	IDF Paraná (Santa Fe)	IDF Concordia
0	0.0	0.0
10	2.0	1.9
20	2.3	2.2
30	2.8	2.8
40	3.8	3.7
50	6.1	6.1
60	21.4	24.2
70	9.2	9.5
80	4.6	4.6
90	3.2	3.2
100	2.5	2.5
110	2.1	2.0
120	1.8	1.8
P total	61.9	64.3

METODOLOGÍA

A partir de los impactos sobre las precipitaciones, se cuantificaron los impactos hidráulicos simulando el escurrimiento en los conductos de la red de drenaje y en las calles del sistema superficial para las dos cuencas analizadas mediante el modelo hidrológico e hidrodinámico SWMM (EPA, 2015). Esas simulaciones permitieron estimar la cantidad de agua que inunda las calles por fallas del sistema de drenaje. En todas las simulaciones la condición inicial de la red de drenaje fue un caudal mínimo, que es lo habitual en drenaje urbano; como el SWMM permite colocar *Q=0*, ese fue el valor utilizado.

Una vez cuantificadas las condiciones de inundación, se estimó el impacto económico en función de las pérdidas directas por anegamiento. Para ello se utilizó la metodología FLEMOps (+) ("FloodLossEstimationMOdelfortheprivate sector"), Tieken et al. 2007, Thieken A. H., 2008. Este modelo estima las pérdidas directas adimensionales como un porcentaje del valor de la edificación (Figura 3), en función del nivel de agua (cinco categorías), tipo de construcción (tres clases: unifamiliar, vivienda adosada y multifamiliar) y calidad de la edificación (media/baja y alta). En

cada escenario de cambio climático se cuantificaron los daños por inundación de las redes de micro y macrodrenaje aplicando el Modelo FLEMOps(+).

Para cada estrategia, se estimó el valor esperado de los daños anuales (VEDA), que estadísticamente es el valor medio de la variable aleatoria continua x (daño anual por inundación), cuya función densidad de probabilidad es f(x) corresponde a la esperanza matemática E(x), indicada en la Ecuación [3].El daño en un año cualquiera del período analizado puede interpretarse como la integral sobre todo el rango de probabilidades.

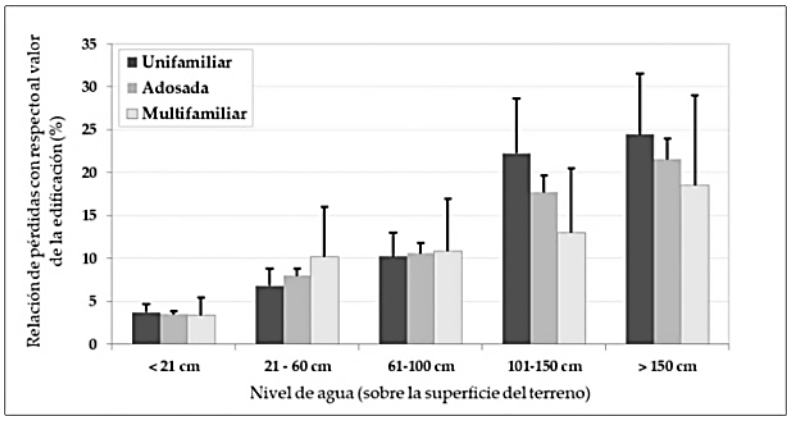


Figura 3.- Modelo de microescala FLEMOps

$$E(x) = \int x \ f(x) \ dx \qquad [3]$$

De las diversas metodologías propuestas para desarrollar la solución de esta integral (Olsen et al., 2015), se adoptó la integración numérica por el método trapezoidal, Ecuación [4].

$$VEDA = \frac{1}{2}\sum_{i=1}^{N}\left(\frac{1}{Tr_i} - \frac{1}{Tr_{i+1}}\right)(D_i + D_{i+1}) \qquad [4]$$

Siendo:

VEDA: valor esperado de los daños ($/año)
N: número de eventos
Tr_i y Tr_{i+1}: períodos de retorno analizados (años).
D_i y D_{i+1}: daños provocados por la inundación en los eventos analizados ($).

El VEDA fue estimado a partir de tres tiempos de retorno en el caso del arroyo Manzores (5, 25 y 50 años) y a partir de cuatro tiempos de retorno (2, 5, 25 y 50 años) para la cuenca Cruz Roja.

Para actualizar la serie escalonada de daños anuales (VEDA) al año base de la serie se utilizó la fórmula del valor presente de anualidades diferidas, determinando el Valor Presente de los daños de la etapa i (VPD en $). La Figura 4 muestra n ejemplo de la serie de VEDA y el VPD resultante.

Para ello se aplicó el Factor de Actualización de una Serie uniforme (FAS), a una tasa de descuento *r* según la Ecuación [5], siendo *na*=30 años el período de actualización de la serie. Se adoptó una tasa de descuento *r*=4%, ubicada en el rango acordado en las reuniones de coordinación de la CEPAL, validadas por los integrantes de equipos nacionales y paneles de asesores sobre cambio climático en reuniones celebradas en Santiago de Chile durante 2009 (CEPAL, 2014). Los daños VPD obtenidos a partir de la Ecuación [5] constituyen pérdidas concentradas en el año base del flujo de fondos, de magnitud equivalente a la serie distribuida.

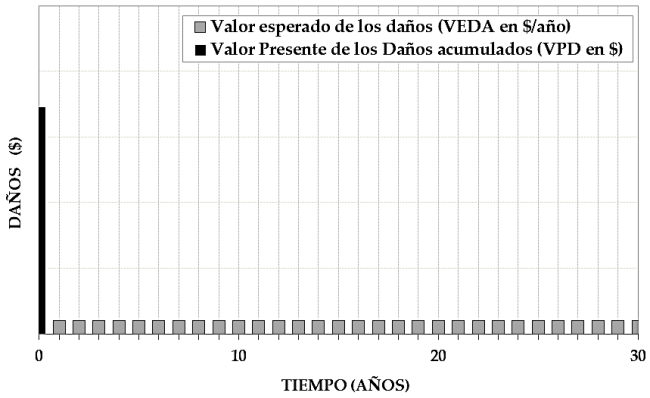


Figura 4.- Valor esperado de los daños.

$$VPD = VEDA\left[\frac{(1+r)^{na}-1}{r(1+r)^{na}}\right] \qquad [5]$$

Los costos de posibles medidas para evitar o mitigar los impactos fueron estimados por los métodos standard de cálculo y costeo. Los daños y costos fueron después combinados en indicadores como Relación Beneficio-Costo (B/C), Valor Presente Neto (VPN), y Valor Esperado de Daño Anual (VEDA) (Garat, 2017). Aquí solo son presentados valores de daños y costos, para un horizonte de 30 años, para simplificar y facilitar el análisis sobre una base común.

RESULTADOS

ARROYO MANZORES, CONCORDIA (E. R., ARGENTINA)

El trabajo desarrollado sobre la cuenca del arroyo Manzores tuvo por objetivo comenzar a explorar cuantitativamente el impacto del cambio climático sobre el drenaje urbano y analizar algunas posibles estrategias de adaptación. El arroyo Manzores es afectado por los niveles del río Uruguay, que puede cambiar significativamente las condiciones de escurrimiento; a los efectos de simplificar el estudio se adoptó como condición del río Uruguay aguas medias.

Impactos hidráulicos

En la Tabla 2 se presenta el grado de inundación en las calles y el incremento del caudal pico en el arroyo. En el caso de las calles, para el Tr de proyecto de 5 años no habría agua en las calles. Los resultados de las simulaciones indican que el impacto del cambio climático generaría inundaciones, que serían más extensas y con mayor tirante cuanto mayor sea el impacto del cambio climático.

En el curso de agua principal el aumento del caudal de pico es más evidente, ya que representa el efecto agregado sobre toda la cuenca. Los incrementos estimados del caudal máximo en el arroyo Manzores varían entre 18% y 48%.

Tabla 2.- Algunos indicadores de impacto hidráulico (valores medios) - Tr 5 años - Concordia

Escenario	Inundación calles	Mediana tirantes	Qmáx Manzores
1,10 PE	2 %	7 cm	+ 18 %
1,20 PE	17 %	15 cm	+32%
1,30 PE	35 %	20 cm	+48 %

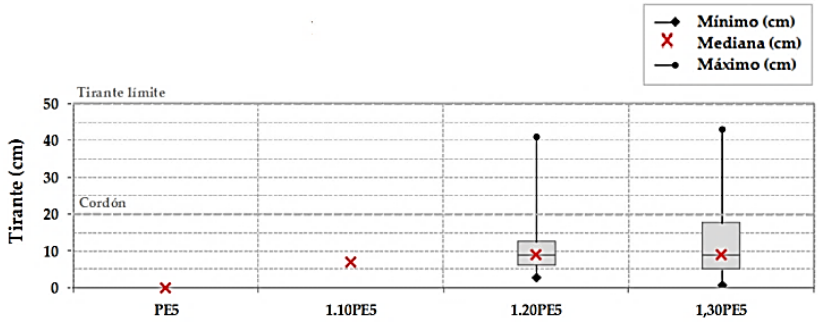


Figura 5.- Tirante de agua en las calles(Tr 5 años), para IDF actual e impacto de cambio climático.

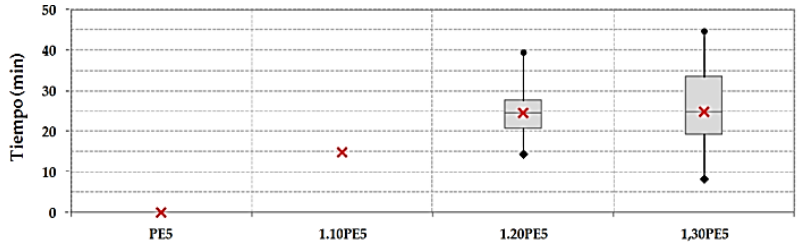


Figura 6.- Tiempo de anegamiento de las calles (Tr 5 años), para IDF actual e impacto de cambio climático.

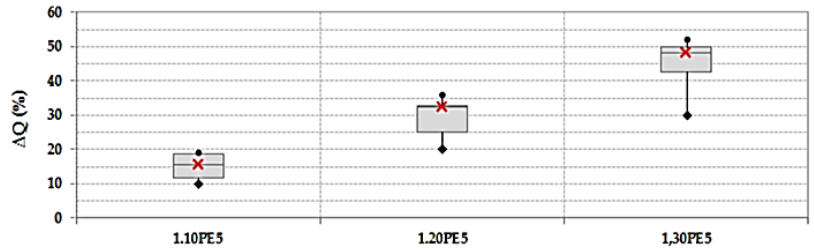


Figura 7.- Incremento de caudal pico en el arroyo Manzores, para los escenarios de cambio climático.

Impactos económicos

La Tabla 3 indica el valor de las pérdidas directas por inundación estimadas mediante el modelo FLEMOps(+) para un horizonte de 30 años.

En la primera fila de la tabla se presentan los daños estimados para la línea de base estacionaria, es decir las pérdidas generadas por tormentas en el escenario climático estacionario, que aún en las condiciones actuales genera daños directos a las edificaciones para eventos de 25 y 50 años de tiempo de retorno.

Se observa que a medida que se incrementa la magnitud de la precipitación máxima, el daño anual equivalente (columna 2) y el valor presente de los daños (columna 3) se incrementan. Las diferencias con respecto a la línea base estacionaria se resumen en las columnas 4 y 5, donde se puede ver que los daños se incrementan entre 50% y 200% en relación a los correspondientes a la precipitación estacionaria.

Tabla 3.- Valor Esperado del Daño Anual, acumulado 30 años - Concordia, Entre Ríos.

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
IDF	**VEDA ($/año)**	**VPD ($)**	**Incremento daños**	
			($)	**(%)**
PE (Línea base)	3.724.118	64.397.568	-	-
1,10 PE	5.464.719	94.496.110	30.098.542	47
1,20 PE	8.322.042	143.905.033	79.507.465	123
1,30 PE	11.385.999	196.887.082	132.489.514	206

Una de las posibles estrategias de adaptación al cambio climático (Hallegate, 2009) consiste en el sobredimensionamiento (E_S) de la infraestructura (estrategia del tipo "margen de seguridad"), proyectada a partir de las precipitaciones máximas previstas para el fin de su vida útil, con una carga financiera asumida en el presente.

Esa estrategia implica redimensionar la red para los tres escenarios de cambio climático. En el caso de la cuenca del Arroyo Manzores, el redimensionamiento incluyó los colectores de drenaje, el cauce principal del macrodrenaje y las obras de descarga de los reservorios.

En la Tabla 4 se indica el costo adicional que tendría dimensionar el sistema para el incremento esperado de precipitación en cada escenario de cambio climático. Puede observarse que esta estrategia de adaptación implica un incremento del costo de construcción comprendido entre el 4% y el 14% del costo de la red proyectada según las IDF actuales, estimado en $ $96.771.446. En este caso sería posible reducir la vulnerabilidad del sistema con costos comparativamente bajos. Cabe destacar que el curso principal de macrodrenaje (arroyo Manzores) es abierto; esta condición influye significativamente sobre la ecuación económica, ya que si estuviera entubado los costos aumentarían considerablemente.

Tabla 4.- Costo de sobredimensionamiento - Concordia

IDF	**Costo de sobredimensionamiento**	
	($)	**(%) costo PE**
1,10 PE	4.050.228	+4%
1,20 PE	8.002.426	+8%
1,30 PE	13.430.769	+14%

El sobredimensionamiento de la red de drenaje genera una reducción de las pérdidas directas por inundación, cuya magnitud se resume en la Tabla 5, donde se puede ver que el Valor Presente de los Daños se reduce entre un 35% y un 65% de los daños correspondientes al proyecto ejecutado considerando precipitación estacionaria (proyecto PE).

Un análisis expeditivo de los resultados presentados en las tablas anteriores confirma un desempeño económico favorable de la estrategia de sobredimensionamiento en este caso. Puede observarse que la reducción de daños (Tabla 5, columna 4) supera ampliamente el incremento de costos de construcción en los respectivos escenarios de cambio climático (Tabla 4, columna 3).

Tabla 5.- Reducción del Valor esperado de los daños por implementación de la estrategia de sobredimensionamiento.

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
IDF proyecto	**Valor Presente Daños (VPD en $)**		**Reducción daños**	
	Daño proyecto CC*PE	**Daño proyecto PE**	**($)**	**(%)**
1,10 PE	61.052.799	94.496.110	33.443.311	35
1,20 PE	73.708.519	143.905.033	70.196.514	49
1,30 PE	69.063.797	196.887.082	127.823.285	65

Una cuestión que debe ser considerada es que si bien hay un intervalo previsto para el impacto del cambio, no es posible saber qué valor va a tener ese impacto y como va a ser su evolución temporal. En términos prácticos, habrá un impacto previsto (IP) al momento de hacer los estudios y proyectos, y un impacto real (IR), que pueden o no coincidir. De hecho, el impacto real puede estar fuera del intervalo originalmente previsto, por arriba o por abajo.

En la figura 8 se presenta un ejemplo de las posibles combinaciones a considerar para el caso de E_S. El primer subíndice identifica el impacto previsto, y el segundo el impacto real. Como ejemplo E_S2-1: el primer subíndice (2) significa que la red fue dimensionada para impacto previsto

del 20% (1,20PE) mientras que el segundo subíndice (1) identifica el impacto real del 10% (1,10PE).

Las celdas ubicadas en la diagonal principal representan los escenarios de cambio climático para los cuales fueron proyectadas las redes respectivas (impacto previsto = impacto real). En las celdas sobre la diagonal principal se ubican las redes sobredimensionadas (impacto previsto > impacto real) y en las celdas bajo la diagonal principal se encuentran las redes subdimensionadas (impacto previsto < impacto real).

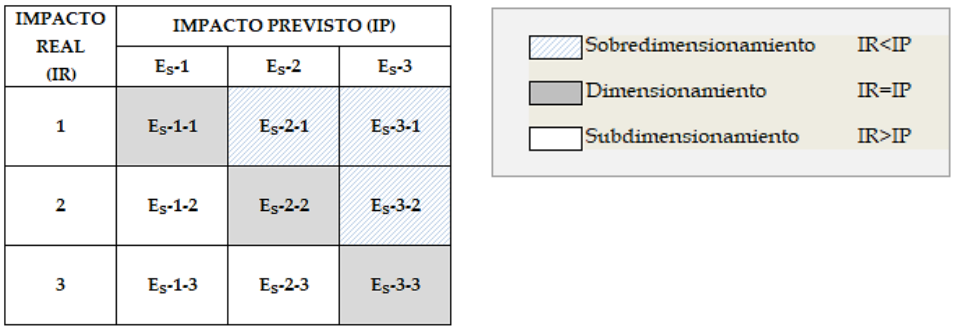


Figura 8.-Combinatoria de impactos de cambio climático, previstos en el proyecto y realmente acontecidos.

Como se ve, al considerar 3 escenarios posibles de cambio climático "automáticamente" se generan 9 situaciones alternativas, para cada condición a analizar. O sea, si se desea comparar 3 estrategias diferentes ya se tienen 27 combinaciones. Utilizar varios horizontes de proyectos agrega otro multiplicador, y así por delante. Por consiguiente, es conveniente analizar cuidadosamente las alternativas a evaluar, para acotar las dimensiones del problema

CUENCA CRUZ ROJA, SANTA FE (S.F., ARGENTINA)

El trabajo en la cuenca Cruz Roja está en desarrollo, y busca ampliar la gama de situaciones que comenzaron a ser analizadas en el trabajo de Garat, 2017. En este caso se ha trabajado solo con el impacto 1.20PE.

Impactos hidráulicos

En la cuenca Cruz Roja el principal impacto hidráulico ocurre por inundación de una de las esquinas del centro comercial de la ciudad. Como es esperable a medida que el impacto del cambio climático aumenta el problema se agrava, como se puede ver en la Tabla 7. Un factor adicional que empeora las cosas es que al ser una zona comercial central hay un tránsito intenso de vehículos, particulares, comerciales y de transporte urbano. El tránsito genera oleaje, haciendo más críticas las consecuencias del anegamiento.

Tabla 6.- Algunos indicadores de impacto hidráulico - Santa Fe (impacto localizado en Salta y 9 de Julio)

Recurrencia [años]	**Volumen [m^3]**	**Tirante *[m]***	**Área afectada *[m^2]***	**Conductos bajo carga *[%]***
2	---	---	---	---
2+10%	---	---	---	11.00
2+20%	---	---	---	15.00
2+30%	---	---	---	23.00
5	---	---	---	15.00

5+10%	---	---	---	15.00
5+20%	299.00	0.18	3800.00	31.00
5+30%	573.00	0.24	6000.00	46.00
25	870.00	0.29	7600.00	54.00
25+10%	1183.00	0.32	8200.00	88.00
25+20%	1526.00	0.36	9200.00	96.00
25+30%	1897.00	0.40	10200.00	96.00
50	1430.00	0.35	9000.00	96.00
50+10%	1858.00	0.40	10200.00	96.00
50+20%	2308.00	0.44	11.000.00	96.00
50+30%	2739.00	0.48	12000.00	96.00

Impactos económicos

Los resultados presentados a continuación corresponden al dimensionamiento de la red pluvial de la cuenca para dos situaciones: i) Dimensionamiento de la red para recurrencia de dos años P actual (PE); y ii) Dimensionamiento de la red pluvial para recurrencia de 2 años aumentada en intensidad en un 20% por efecto del cambio climático (1.20PE).

Para cada caso, se realizó una estimación del valor presente de los daños, considerando las dos condiciones de proyecto, PE y 1.20PE, sometidas a la lluvia 1.20PE. La reducción de daños es presentada en la Tabla 8, siendo que la reducción por el sobredimensionamiento es de 5.700.000, y la de VEDA es de 330.000, lo que significa un 34 % menos que el daño que ocurriría si se dimensionara considerando la lluvia estacionaria. A los efectos de comparación, el costo de proyecto para PE sería de $ 9.525.782 y sobredimensionar para un impacto de 20 % costaría unos $ 11.000.000 más, $ 20.627.476.

Tabla 8.- VEDA y valor presente de daños en la cuenca Cruz Roja para dos condiciones de proyecto

IDF proyecto	VEDA ($)	Valor Presente Daños (VPD en $)
PE	956.564	16.540.936
1,20 PE	627.158	10.844.837

CONCLUSIONES

Los ejes de acción propuestos por la Estrategia Nacional de Cambio Climático (ENCC), recomiendan la generación y difusión de información necesaria para la planificación y toma de decisiones, incluyendo el desarrollo de escenarios de los efectos del cambio climático a escala regional y local, tanto en materia de adaptación como de mitigación. (Ludeña, Wilk & Quiroga 2012, p. 12). Se presentan en este trabajo valores estimativos de los impactos para dos cuencas urbanas ubicadas en la región húmeda de la República Argentina (cuenca del Arroyo Manzores en Concordia (E. Ríos) y cuenca Cruz Roja en Santa Fe, (S. Fe).

En el caso de la ciudad de Concordia, los impactos previstos para la recurrencia analizada en este trabajo (Tr: 5 años) consisten en el anegamiento de calles (entre 2% y 35% de la longitud de la red) y el incremento del tirante de agua en las calles. Otro impacto asociado es el incremento del caudal máximo del macrodrenaje en porcentajes variables entre 18% y 48%. Para los incrementos de precipitación máxima analizados, las pérdidas directas por inundación aumentan entre 50% y 200% en relación a las que ocurrirían si no hubiera impacto del cambio climático.

Para la cuenca del arroyo Manzores, en este trabajo se comenta brevemente el efecto de una estrategia de adaptación de tipo estructural, denominada estrategia de sobredimensionamiento, cuyo

costo de construcción varía entre 4% y el 14% del costo de la red proyectada según las relaciones IDF actuales. Considerando el conjunto de combinaciones posibles entre impacto previsto e impacto real, con esa estrategia la reducción de daños supera ampliamente el incremento de costos de construcción en los respectivos escenarios de cambio climático.

Para el caso de la cuenca Cruz Roja, los impactos generados recién comienzan a ser evidentes para recurrencias de 5 años o mayores, con aumentos de tirantes de agua en calle. Para recurrencias menores el impacto aparece en las condiciones de trabajo del sistema pluvial, con la entrada en carga de diversos conductos.

La diferencia en valor económico entre la construcción del sobredimensionamiento del sistema pluvial para la lluvia que prevé la incorporación del cambio climático (Tr:2+20%) y la de la IDF actual (Tr:2 años) fue de $11.000.000 aproximadamente. Analizando los resultados de daños para estas dos situaciones, se esperaría una reducción de los mismos de entre un 29% y un 35% si se sobredimensionara el sistema de drenaje. En este caso la ecuación económica de una estrategia de sobredimensionamiento no resulta tan claramente favorable como en el caso del arroyo Manzores.

La diferencia entre los impactos en las dos cuencas, para el mismo impacto en la lluvia, resulta de la diferencia en las características físicas de las cuencas (tamaño y topografía, principalmente). Esas diferencias también influyen en el resultado de la estrategia de adaptación comentada.

El impacto de esas diferencias hace evidente la dificultad de extrapolar resultados y la necesidad de contar con estudios que abarquen un conjunto representativo de las situaciones posibles, lo que incluye no solo diferencias físicas sino también los diferentes impactos previstos para diferentes regiones.

REFERENCIAS

CEPAL (2014), *"La economía del cambio climático en la Argentina. Primera aproximación"*, Naciones Unidas, Santiago de Chile.

CIMA(2015). "Cambio climático en Argentina; tendencias y proyecciones" TCNCCAR, Centro de Investigaciones del Mar y la Atmósfera, *Secretaría de Ambiente y Desarrollo Sustentable de la Nación*, Buenos Aires, Argentina.

EPA (2015), "Storm Water Management Model User's Manual Version 5.1"*United States Environmental Protection Agency*.Office of Research and Development Water Supply and Water Resources Division.Cincinnati, OH. USA.

Garat, E. (2017). "Incorporación de la incerteza del cambio climático en la gestión del drenaje urbano". Tesis de doctorado, *FCEIA, UNR*, Rosario, Argentina.*http://ria.utn.edu.ar/handle/123456789/2154*

Hallegatte, S. (2009), "Strategies to adapt to an uncertain climate change"*Global Environmental Change* 19.

IPCC (2014), "Climate Change 2014: Mitigation of Climate Change. Contribution of Working Group III to the Fifth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change".*Cambridge University Press*, Cambridge,U.K. New York, USA.

Ludeña, C., Wilk, D. & Quiroga, R. (2012),"ARGENTINA: Mitigación y Adaptación al Cambio Climático - Marco de la preparación de la Estrategia 2012-2016 del BID en Argentina".*Banco Interamericano de Desarrollo.División de Cambio Climático y Sostenibilidad. Departamento de Países del Cono Sur (CSC).Nota TécnicaNo. IDB-TN-621.*

Olsen, A.S., Zhou, Q., Linde, J.J. &Arnbjerg-Nielsen, K. (2015), "ComparingMethods of CalculatingExpectedAnnualDamage in Urban Pluvial Flood Risk Assessments" *Water, vol 7, no.1, pp. 255-270*. DOI: 10.3390/w7010255

Thieken, A.H. et al., (2007). "Flood losses in private households: analysis of influencing factors and implications for flood loss modelling". Bochum, Germany: *International Association of Hydrological Sciences IAHS*, Publ. 317

Thieken, A. H.(2008), "Floods, flood losses and flood risk management in Germany", Ph.D. Thesis, *University of Potsdam*, Potsdam, Alemania.

Villanueva, A. & Garat, E.(2016). “Efecto del Cambio Climático sobre la Severidad y Frecuencia de Lluvias Extremas y el Drenaje Urbano”. *V Taller Sobre Diseño Hidrológico*, Salta, Argentina, 2016.

Zamanillo, E., Larenze, G., Tito, M.J. &Perez, M. (2008),“Tormentas de diseño para la Provincia de Entre Ríos”. *Universidad Tecnológica Nacional, Concordia, Argentina.*

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Tecnológica Nacional y a la Agencia Nacional de Promoción Científica y Tecnológica, financiadoras del Programa de Becas: “Formación de Doctores en Áreas Tecnológicas Prioritarias”, en cuyo marco se desarrolló el Doctorado en Ingeniería de la Universidad Nacional de Rosario de la Ing. M.E. Garat.

A la Agencia Santafesina de Ciencia, Tecnología e Innovación con cuyo financiamiento se está desarrollando el proyecto " Incorporación del impacto del cambio climático en la gestión del drenaje urbano", del cual hace parte el estudio de la cuenca Cruz Roja.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

EXPLORACIÓN DE MÉTODOS ESTADÍSTICOS EN GOOGLE EARTH ENGINE PARA DIFERENTES APLICACIONES REGIONALES

Tobón, A., Vergara, S., Cañón, J. E., Álvarez, O. D., Arias, P. A.
Escuela Ambiental, Facultad de Ingeniería, Universidad de Antioquia. Medellín, Colombia.
alejandro.tobon2@udea.edu.co, santiago.vergara@udea.edu.co, julio.canon@udea.edu.co, odavid.alvarez@udea.edu.co, paola.arias@udea.edu.co

RESUMEN:

En este trabajo se utilizan las capacidades computacionales que ofrece la plataforma Google Earth Engine (GEE) para acceder y procesar diferentes bases de datos geoespaciales, con el fin de desarrollar una "caja de herramientas" estadísticas a partir de las cuales es posible caracterizar diferentes variables de interés y realizar análisis morfológicos, hidrológicos e hidráulicos sobre territorios regionales a diferentes escalas, tomando como ejemplo algunas ubicaciones sobre el territorio suramericano. Algunas de estas herramientas permiten analizar variaciones espacio-temporales a nivel regional, cuyo principal aporte puede ser caracterizar de manera ágil el comportamiento físico de variables ambientales. En la actualidad, nuestra caja de herramientas, que adapta códigos disponibles en la plataforma y desarrolla código propio, incorpora componentes del análisis estadístico univariado (medias, medianas, desviaciones estándar, máximos y mínimos), y multivariado (análisis de componentes principales (PCA) y análisis de agrupamiento o "clusters"), mediante los cuales se puede hacer un análisis descriptivo de las diferentes variables de interés. Este trabajo presenta algunos resultados obtenidos a partir de la implementación de diferentes análisis estadísticos sobre puntos geográficos de la región sudamericana, abarcando diferentes escalas espaciales y temporales, poniendo a prueba las capacidades de la plataforma GEE.

ABSTRACT:

We explore the computational capacities offered by the Google Earth Engine (GEE) platform to access and process different geospatial databases, in order to develop a statistical "toolbox" to characterize different variables of interest and to perform morphological, hydrological and hydraulic analyzes on regional territories at different scales, taking as an example different locations on the South American territory. Some of these tools allow the analysis of spatio-temporal variations at regional level, useful to characterize the physical behavior of environmental variables. Currently, our toolbox, which adapts code available on the platform and develops its own code, incorporates components of univariate statistical analysis (means, medians, standard deviations, maximum and minimum values), and multivariate (principal component analysis (PCA) and cluster analysis). This paper presents some results obtained from the implementation of several statistical analyzes on geographic points of the South American region, covering different spatial and temporal scales and testing the capabilities of the GEE platform.

PALABRAS CLAVES: *Google Earth Engine; análisis estadístico; información remota*

INTRODUCCIÓN

Atendiendo a la necesidad de romper las barreras existentes entre la información ambiental disponible a nivel mundial y los usuarios que la requieren, múltiples entidades globales se han dado a la tarea de desarrollar herramientas que faciliten el acercamiento a los datos producidos históricamente. Tal es el caso de Google Earth Engine (GEE), una plataforma científica desarrollada por Google para facilitar el manejo y procesamiento de enormes volúmenes de información satelital, tanto para aplicaciones científicas como académicas. Por medio de esta herramienta se logra el acceso a recursos computacionales de alto desempeño para el procesamiento de un gran número de bases de datos provenientes de información obtenida con sensores remotos que están siendo actualizadas constantemente (Gorelick et al., 2017). La herramienta permite a usuarios (principalmente investigadores en diferentes campos de las geociencias) realizar diferentes análisis, aún sin poseer grandes habilidades en programación. Una de las bondades de la plataforma es la considerable reducción de los tiempos de procesamiento de información, por lo que los estudios desarrollados a partir de ésta apuntan a diferentes aplicaciones a escala global.

Con esta plataforma se facilita además la transmisión de conocimiento entre los diferentes usuarios, permitiendo compartir fácilmente los códigos desarrollados. La interfaz de la plataforma permite acceder a diferentes bases de datos que se actualizan regularmente, tales como Landsat, Sentinel, MODIS (Moderate-Resolution Imaging Spectroradiometer), ASTER (Advanced Spaceborne Thermal Emission and Reflection Radiometer), bases de datos topográficas como SRTM (Shuttle Radar Topography Mission) y climatológicas como el reanálisis de NCEP (United States National Centers for Environmental Prediction), TRMM (Tropical Rainfall Measuring Mission), CHIRPS (Climate Hazards Group InfraRed Precipitation with Station data), PERSIANN (Precipitation Estimation from Remotely Sensed Information using Artificial Neural Networks) e HydroSHEDS (Hydrological data and maps based on SHuttle Elevation Derivatives at multiple Scales). Las bases de datos a las que permite acceder la herramienta hacen que las aplicaciones desarrolladas a partir de esta plataforma sean diversas. La Tabla 1 presenta algunos trabajos desarrollados en los últimos años, en los cuales se muestran las diferentes disciplinas que se benefician con el uso de la herramienta.

Tabla 1.- Aplicaciones desarrolladas con la plataforma GEE

Aplicación	Descripción	Referencias
Cambio global de cobertura tipo bosque	Utilización de información satelital para identificar el aumento o disminución de cobertura tipo bosque, entre los años 2000 y 2012, a una resolución espacial de 30 metros.	Hansen et al., 2013;
	Desarrollo de una plataforma en línea para el acceso a información y herramientas para el monitoreo de bosques.	Global Forest Watch, 2014
Identificación de zonas con afectaciones por malaria	Exploración del uso de un modelo bayesiano para reducir la escala de mapas de riesgo a 1km x 1km, a partir de información recopilada y variables tanto ambientales como ecológicas.	Sturrock et al., 2014
Método para la estimación de productividad de los cultivos	Delimitación de cultivos en función de su productividad, utilizando imágenes satelitales y modelos estadísticos.	Lobell et al., 2015
Mapeo de zonas urbanas	Marco teórico para caracterizar áreas urbanas globales, a partir de información de Landsat, a una escala de 30 metros.	Zhang et al., 2015
	Extracción automática de áreas urbanas utilizando imágenes de Landsat	Patel et al., 2015
Estimación de cambios en el área superficial de agua	Cuantificación de cambios en el agua superficial global, para 32 años de análisis, utilizando imágenes de Landsat (tres millones) a una resolución espacial de 30 metros.	Pekel et al., 2016
Identificación de zonas de inundación	Desarrollo de algoritmo para la automatización de la estimación de zonas de inundación a partir de información de MODIS.	Coltin et al., 2016
	Herramienta para el análisis e interacción con observaciones climatológicas y	Climate Engine,

Aplicación	Descripción	Referencias
Monitoreo Climático	terrestres, con el fin de soportar decisiones relacionadas con sequías, usos del agua, agricultura, incendios y ecología.	2016
Identificación de cambios en el uso del suelo	Herramienta desarrollada para analizar información satelital a una alta resolución, para diferentes aplicaciones enfocadas al uso de los suelos.	Collect Earth, 2016
Delimitación del rango de hábitat de especies	Herramienta para la estimación del rango de las especies y la lista de especies para cualquier área geográfica.	Map of Life, 2016

Por lo tanto, se identifica la oportunidad de explorar GEE como una herramienta para desarrollar estudios rápidos con información actualizada, incorporando el análisis geoestadístico de las diferentes variables físicas del sistema que se analice y aprovechando todas las bondades computacionales y de acceso a información remota. En este trabajo, presentamos una "caja de herramientas" estadísticas a partir de las cuales es posible caracterizar diferentes variables de interés y realizar análisis morfológicos, hidrológicos e hidráulicos sobre territorios regionales a diferentes escalas, tomando como ejemplo algunas ubicaciones sobre el territorio suramericano.

DESARROLLO DE HERRAMIENTAS

Desde la implementación de la plataforma, un gran número de usuarios se ha enfocado en el desarrollo de aplicaciones con fines diversos. De igual forma, los desarrolladores de GEE han implementado herramientas que facilitan el procesamiento de los datos, cuyos códigos se comparten abiertamente. Algunas de estas herramientas permiten analizar variaciones espacio-temporales a nivel regional, cuyo principal aporte puede ser caracterizar de manera ágil el comportamiento físico de variables ambientales. En la actualidad, nuestra caja de herramientas, que adapta códigos disponibles en la plataforma y desarrolla código propio, incorpora componentes del análisis estadístico univariado (medias, medianas, desviaciones estándar, valores máximos y mínimos a escala de píxel), y multivariado (análisis de componentes principales (PCA) y análisis de agrupamiento o "clusters"), mediante los cuales se puede hacer un análisis descriptivo de las diferentes variables de interés. La Figura 1 muestra la interfaz de desarrollo de la plataforma GEE.

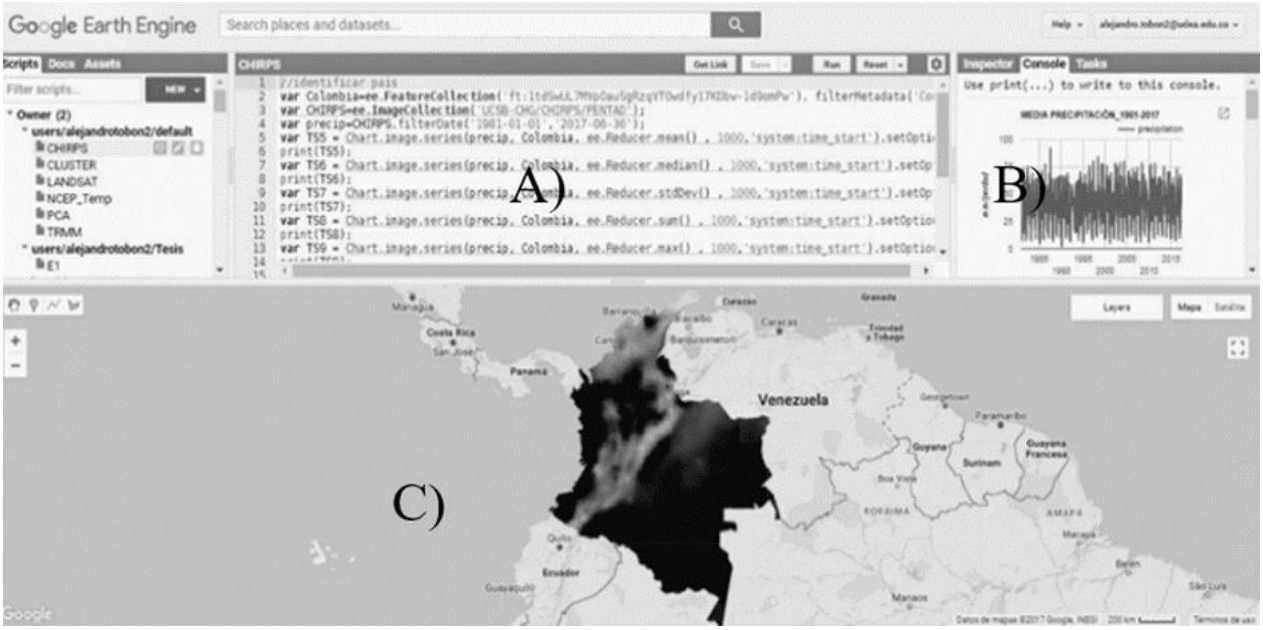


Figura 1.- Interfaz de desarrollo GEE. A) Editor de código. B) Consola de visualización de tablas y gráficos. C) Interfaz de visualización de mapas generados y elementos vectoriales

APLICACIONES Y POTENCIALIDADES PARA ESTUDIOS AMBIENTALES

Una de las posibles aplicaciones de las herramientas geoestadísticas desarrolladas consiste en la delimitación y detección de cambios particulares sobre la morfología de cauces a partir de variables obtenidas de análisis de imágenes satelitales.

En la Figura 2 se muestra la clasificación de clusters del Índice de Vegetación de Diferencia Normalizada (NDVI) sobre una región del río Magdalena, uno de los corredores fluviales más importantes de Colombia. Este método se aplica al mapa medio multianual, y al mapa medio del año 2008, con el objetivo de identificar visualmente desviaciones del comportamiento medio del río bajo el efecto de fenómenos macroclimáticos como el fenómeno El Niño-Oscilación del Sur (ENSO), muy influyente en el clima colombiano. En esta figura es posible identificar que durante el año 2008 hubo un aumento en promedio del área pixelada definida como "río" a través del método de cluster (color negro), resultado que se asocia con una fase La Niña en 2008, que tuvo mucha influencia sobre el territorio colombiano, con un aumento general en las precipitaciones sobre el área de estudio. Analizando las diferencias entre la media multianual y lo presentado en el año 2008, se puede observar que, en general, el río Magdalena mantuvo su recorrido respecto a lo presentado históricamente, ya que el mapa de diferencias no muestra un cambio en el cluster que abarca lo asociado a la lámina de agua, en este caso, del río Magdalena.

De igual forma, en la Figura 3 se muestra la clasificación de clusters para la precipitación media multianual para 15 años de registros cada cinco días, obtenidos a partir de la base de datos de CHIRPS (Funk et al, 2015). De manera rápida, se obtiene una clasificación que da cuenta de las diferentes regiones hidroclimáticas a nivel suramericano, marcando zonas con condiciones hidrológicas particulares como la Amazonía (sur), la región Pacífico (occidente), la región de la Orinoquía (noreste), y la región Andina (oriente y centro del continente, respectivamente). Este resultado es sobresaliente, si se tiene en cuenta que la definición de los clusters se hace únicamente a partir del procesamiento estadístico de las imágenes, sin la intervención de expertos temáticos

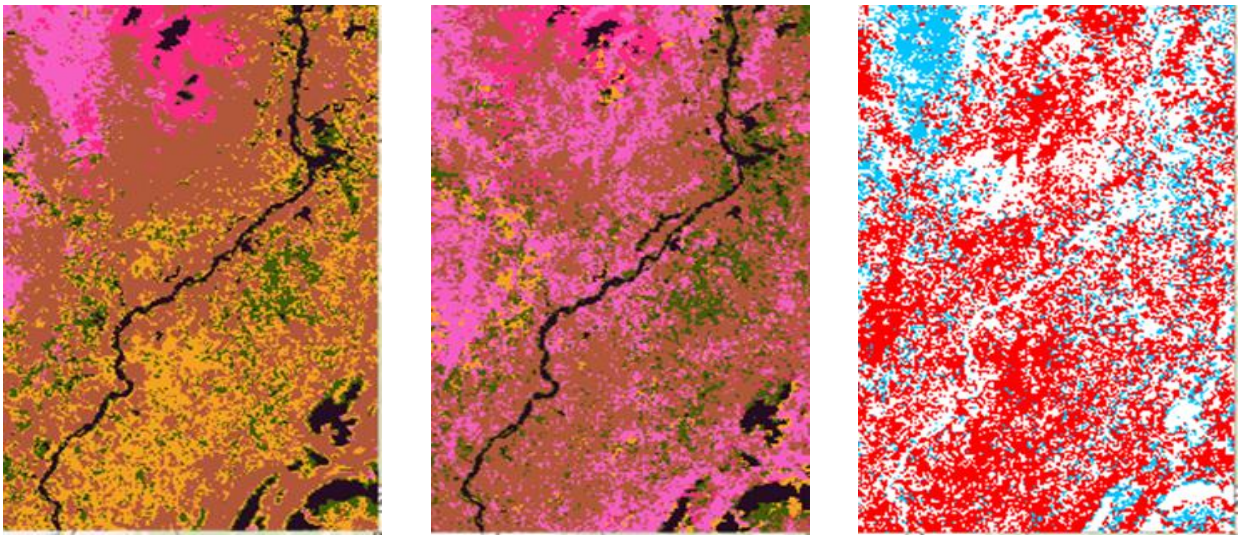


Figura 2.- Clasificación por clusters del NDVI para un tramo del río Magdalena, Colombia. Media multianual (izquierda), media para el año 2008 (medio) y diferencia entre la media multianual y la media del año 2008 (derecha)

Figura 3.- Clasificación por clusters de la precipitación media sobre Sudamérica para el periodo 2001-2015

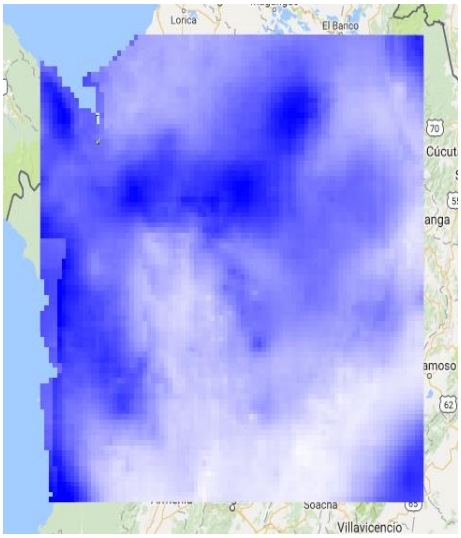


Figura 4.- Primer componente principal de anomalías de precipitación para Colombia (periodo 2001-2002)

La Figura 4 muestra uno de los resultados asociados a la implementación del análisis de componentes principales. Este desarrollo se implementó para la base de datos de precipitación de CHIRPS, encontrando que para el periodo 2001–2002, la imagen contiene cerca del 64% de los modos de varianza de la anomalía de precipitación para la región analizada, comprendida entre el Pacífico y el centro de Colombia. Los colores más oscuros representan las regiones donde mayor ocurrencia de precipitación, coincidiendo en este caso con las regiones Pacífico y Andina, reconocidas por las altas precipitaciones observadas durante todo el año.

A continuación, se presenta la Figura 5, que da cuenta del código implementado para el análisis cluster. Específicamente, se presenta el código utilizado en la elaboración de dicho análisis sobre el territorio sudamericano, cuyo resultado se presenta en la Figura 3.

Cluster_CHIRPS_Suramerica * | Get Link | Save | Run | Reset

```
var util=require('users/alejandrotobon2/default:utilities');
var stat=require('users/alejandrotobon2/default:statistics');
var collection=ee.ImageCollection('UCSB-CHG/CHIRPS/PENTAD').select('precipitation');
print('Original Collection',collection);
var region = ee.FeatureCollection('ft:1aFm0282Hectb8uttzs0PVQT8R68_qxjMsrSL6WFu'); // Región de trabajo
Map.addLayer(region);
var scale = 50000;                                  // Escala de trabajo
var dis='2001-01-01T00:00:00Z';                     // Tiempo de inicio
var dfs='2015-12-31T23:59:59Z';                     // Tiempo final
var delta=1;                                        // Delta de tiempo
var unit='month';                                   // Unidades para el delta de tiempo
var fmt='YYYYMM';                                   // Formato tiempo
var converter = 1;                                // Valor escalar para conversiones de tiempo
var mode = 1;                                       // Tipo de agregación (1:sum,2:media)
var palette="FEFDFE00,FF000099,FFFF0099,"           // Paleta de colores para generación de mapas
          +"00FF0099,0BCBC299,0000FF99,4C029199";
          var image = util.ColtoImg(collection,region,dis,dfs,delta,unit,fmt,converter,mode);
var means = image.reduce('mean');
var training = image.sample({
  region: region,
  scale: scale,
  numPixels: 50000
});
var clusterer = ee.Clusterer.wekaKMeans(5).train(training)
var result = image.cluster(clusterer)
Map.addLayer(image.reduce('mean').multiply(ee.Image.constant(12)),{'min': 0, 'max': 6000}, 'Mean')
Map.addLayer(result.randomVisualizer(), {}, 'clusters');
```

Figura 5.- Código desarrollado para el análisis cluster a nivel sudamericano

De igual forma, la Figura 6 muestra el código implementado para el análisis de componentes principales de las anomalías de precipitación sobre una porción del territorio colombiano (ver Figura 4).

PCA

Get Link | Save | Run | Reset

```
var util=require('users/alejandrotobon2/default:utilities');
var stat=require('users/alejandrotobon2/default:statistics');
var collection=ee.ImageCollection('UCSB-CHG/CHIRPS/PENTAD').select('precipitation');
var region = ee.Geometry.Rectangle([-77.5, 4.5, -73, 9]); // Región de estudio
var scale = 27000;                                        // Escala de trabajo
var dis='2001-01-01T00:00:00Z';                           // Fecha de inicio
var dfs='2002-12-31T23:59:59Z';                           // Fecha final
var delta=1;                                              // Delta de tiempo
var unit='month';                                         // Unidades para el delta de tiempo
var fmt='YYYYMM';                                         // Formato del tiempo
var converter = 1;                                        // Valor escalar para transformaciónes del tiempo
var mode = 1;                                             // Tipo de agregación(1:sum,2:media)
var palette="FEFDFE00,FF000099,FFFF0099,"                 // Paleta de color
          +"00FF0099,0BCBC299,0000FF99,4C029199";
          var image = util.ColtoImg(collection,region,dis,dfs,delta,unit,fmt,converter,mode);
print('Original Variable',image);
var means = image.reduce('mean');
var centered = image.subtract(means);
Map.addLayer(centered,{'min': -100, 'max': 100}, 'Anomalias');
var pca = stat.PCA(centered,region,scale);
var vt = 0.0;
var vp = ee.List.repeat(1,pca[2].length().getInfo()[0]);
var vt=pca[2].get([0,0]);
for(var i=1;i<pca[2].length().getInfo()[0]-1;i++){vt = vt.add(pca[2].get([i,0]));}
for(i=0;i<pca[2].length().getInfo()[0]-1;i++){var rep=pca[2].get([i,0]).divide(vt).multiply(ee.Number(100));vp=vp.set(i,rep);}
print('Principal Components',pca[0]);
print('%Variance',vp);
print('Eigenvalues',pca[1]);
Map.addLayer(image.select('200101'),{'min': 0, 'max': 200, 'palette':palette}, '200101');
Map.addLayer(image.reduce('mean').multiply(ee.Image.constant(12)),{'min': 0, 'max': 8000, 'palette':palette}, 'Multianual Mean');
Map.addLayer(pca[0],{'min': -1, 'max': 1}, 'PCs');
Map.addLayer(pca[0].select('pc4'),{'min': -2, 'max': 2, 'palette':"FF000099,FEFDFE00,0000FF99"}, 'PC 4');
Map.addLayer(pca[0].select('pc3'),{'min': -2, 'max': 2, 'palette':"FF000099,FEFDFE00,0000FF99"}, 'PC 3');
Map.addLayer(pca[0].select('pc2'),{'min': -2, 'max': 2, 'palette':"FF000099,FEFDFE00,0000FF99"}, 'PC 2');
Map.addLayer(pca[0].select('pc1'),{'min': -2, 'max': 2, 'palette':"FF000099,FEFDFE00,0000FF99"}, 'PC 1');
```

Figura 6.- Código desarrollado para el análisis de componentes principales sobre el territorio colombiano

Otra aplicación desarrollada en la plataforma GEE consiste en la generación de análisis estadísticos univariados enfocados en la descripción de regiones a partir de diferentes variables climatológicas. La Figura 7 muestra los valores medios de precipitación agregados para el territorio colombiano, con datos cada cinco días tomados de la base de datos de CHIRPS, para el periodo comprendido entre los años 2000 y 2015.

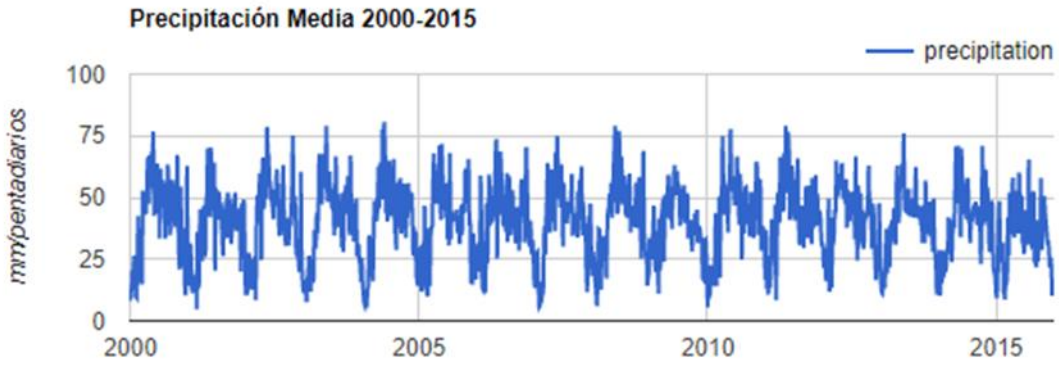


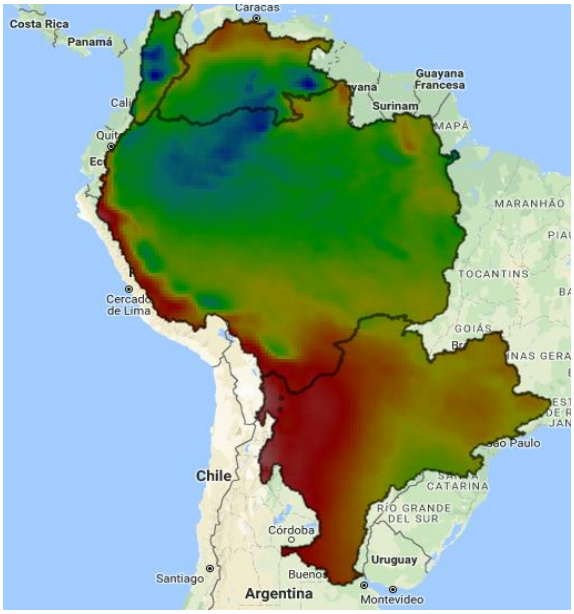
Figura 7.- Precipitación cada cinco días agregada para Colombia entre 2000-2015

Al ser una agregación de la precipitación sobre todo el territorio, se pierde parcialmente la definición bimodal de algunas regiones, pero se conservan los meses de menor y mayor precipitación. Igualmente, se destaca que no hay evidencia de variaciones significativas ni tendencias en la precipitación multianual promedio en la región para el periodo considerado.

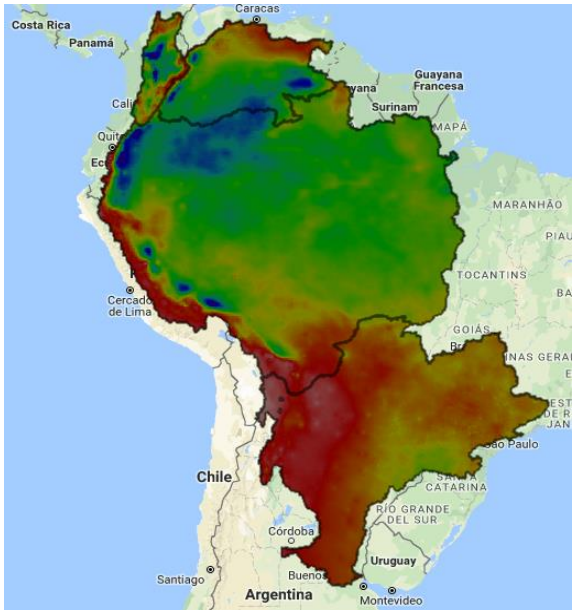
Finalmente, se presenta un análisis de balances hídricos de largo plazo, utilizando información de bases de datos cuasi globales sobre cuatro cuencas de interés en Sudamérica: la cuenca del Amazonas, la cuenca del Río de La Plata, la cuenca del Orinoco y la cuenca del Río Magdalena. En primer lugar, en la Figura 8 se muestran los mapas medios multianuales de precipitación según las bases de datos TRMM (Kummerow et al, 1998), CHIRPS (Funk et al., 2015) y PERSIANN (Ashouri, 2015) y el mapa medio multianual de evapotranspiración de la base de datos MODIS (Running et al., 2017), todos para el periodo 2001-2014 y recortados para las cuencas de interés, cuya forma se obtiene de la base de datos de HydroSHEDS. Estos mapas muestran una alta similitud en la distribución de la precipitación media sobre las cuencas entre las bases de datos TRMM y CHIRPS, con algunas diferencias respecto a PERSIANN. El resultado está acorde a lo esperado, al considerar que CHIRPS asimila los datos de TRMM para generar sus productos, por lo que la tendencia espacial entre ambas bases de datos debe ser similar. A pesar de las diferencias, se observa que la distribución general de la precipitación en el continente es

representada análogamente por las tres bases de datos, mostrando regiones secas sobre los Andes y sobre la región noroccidental de la cuenca de La Plata, mientras que se observan mayores precipitaciones sobre la Amazonía y en la vertiente occidental de la cordillera de los Andes. Consecuentemente, la evapotranspiración real se ajusta a un patrón espacial similar al mostrado por los mapas de lluvia, pues en las regiones de mayores precipitaciones y ante la incidencia de cantidades similares de radiación a lo largo del año, se presentan las condiciones de energía y humedad necesarias para la ocurrencia de una alta evapotranspiración.

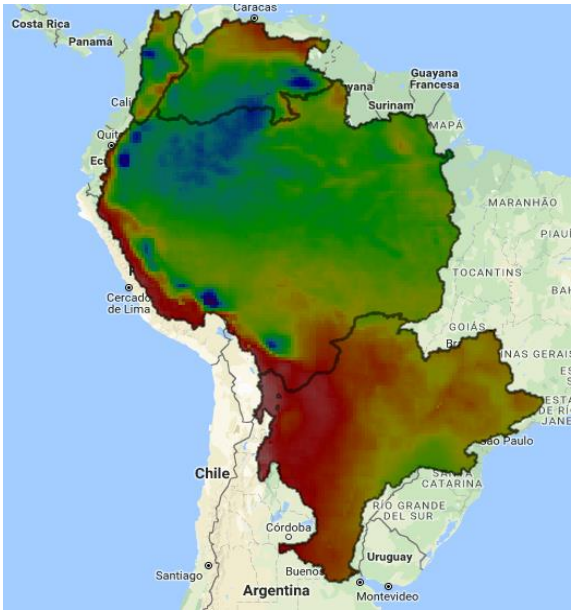
Dadas las condiciones de la plataforma, donde se encuentran disponibles todas las bases de datos simultáneamente, la generación de estos resultados es posible en pocos minutos. Teniendo en cuenta que los códigos elaborados permiten su aplicación sobre otras regiones, esta plataforma surge como una herramienta pertinente para la rápida caracterización de la variabilidad espacial de diferentes variables ambientales sobre una cuenca hidrológica de estudio.



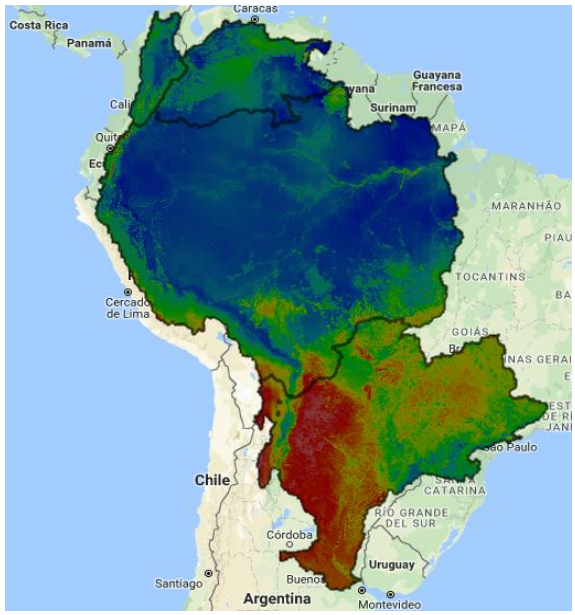
a) Precipitación de PERSIAN.
Variaciones entre 0 y 5000 mm/año.



b) Precipitación de CHIRPS.
Variaciones entre 0 y 5000 mm/año.



c) Precipitación de TRMM.
Variaciones entre 0 y 5000 mm/año.



d) Evapotranspiración de MODIS.
Variaciones entre 0 y 1500 mm/año.

Figura 8.- Mapas de precipitación y evapotranspiración media multianual para algunas cuencas de Sudamérica extraídas de bases de datos cuasi globales.

Para complementar estos análisis, en la Tabla 2 se muestran los balances hídricos de largo plazo para las cuencas de interés. Los valores de precipitación y evapotranspiración de las bases de datos mencionadas se calculan como el promedio espacial integrado dentro de cada cuenca; el área se extrae de la geometría de las cuencas, mientras que la precipitación y el caudal medio se calculan como el promedio de las demás precipitaciones y a partir de la ecuación clásica de balance hídrico de largo plazo, respectivamente. Es de notar que los valores de precipitación y evapotranspiración media encontrados para las cuencas del Amazonas y La Plata son similares a los reportados por Guedes et al. (2016), y el valor de descarga media en la cuenca del Amazonas es ligeramente mayor al reportado por Oki et al. (1995).

El código generado permite guardar los valores medios de las variables que intervienen en el balance hídrico de largo plazo en una tabla estructurada, y los asocia a cada cuenca prescrita por el usuario. Estos cálculos rápidos pueden dar un estimado del caudal medio aplicable en múltiples estudios ambientales, permitiendo generar una idea del comportamiento y de la disponibilidad hídrica sobre una o varias cuencas de interés para el usuario.

Tabla 2.- Balances hidrológicos de largo plazo agregados en las cuencas seleccionadas

Cuenca	Área ($Km^{2)}$	TRMM (mm/año)	PERSIAN (mm/año)	CHIRPS (mm/año)	Precipitación Media (mm/año)	ET MODIS (mm/año)	Caudal Medio (m^3/s)
Amazonas	5912482.20	2278.98	2259.73	2227.67	2255.46	1037.90	228271.67
La Plata	2593918.80	1288.71	1305.23	1198.78	1264.24	506.88	62294.69
Orinoco	938369.50	2408.06	2402.59	2372.55	2394.40	1008.18	41247.64
Magdalena	260614.60	2259.59	2675.69	2155.00	2363.43	959.49	11602.14

DISCUSIÓN Y CONCLUSIÓN

La herramienta desarrollada y presentada en este trabajo permite el procesamiento de gran cantidad de información en cuestión de pocos segundos, para casos en los que se analizan muchos años de información a resoluciones horarias y diarias. El hecho de no tener que descargar la información para su procesamiento facilita la implementación de estos análisis, lo que favorece la manipulación de la información, eliminando la necesidad de tener grandes capacidades computacionales, lo que repercute en una ganancia en términos aplicabilidad de las bases de datos satelitales de información ambiental. Entre las limitaciones encontradas se destaca la capacidad de la plataforma de integrarse con otros paquetes de análisis, pues dentro de lo explorado, no se encontró una posibilidad de acoplar herramientas externas a la plataforma. No obstante, se encuentra que los desarrollos realizados dentro de ella son de gran utilidad para los usuarios técnicos en materia ambiental, y para la aplicación de las geociencias a la toma de decisiones.

En este trabajo se resalta el potencial de uso de la herramienta a escala regional, con aplicaciones que abordan temáticas diversas apoyándose en un gran número de bases de datos con información remota abiertas al público, que complementan los trabajos que se desarrollan a escala local. Los tiempos de procesamiento son muy cortos, lo que permite analizar rápidamente la variación espacio-temporal de las variables. Sin embargo, al buscar un detalle muy fino, la plataforma presenta limitaciones. La escritura de códigos con estructura basada en píxeles puede resultar útil para diferentes aplicaciones que involucren la distribución espacial de las variables, aunque no necesariamente este tipo de conceptualizaciones sean del interés de todos los desarrollos. Para el caso concreto de los análisis enteramente distribuidos a nivel espacial, una estructura basada en píxeles resulta ideal.

Es de resaltar que los productos acá generados consisten en una serie de códigos para la implementación de métodos estadísticos de caracterización general de variables ambientales, y de su aplicación particular en diferentes problemas de la hidráulica y la hidrología convencional, por lo que el usuario final de los mismos estaría habilitado para emplear las aplicaciones para sus propios intereses académicos, independientemente de la región que desee estudiar, e incluso podría utilizar partes de los códigos para generar sus propias aplicaciones. A partir de lo expuesto, se concluye que los productos y las herramientas desarrolladas en GEE dentro del marco de esta investigación son potencialmente utilizables por usuarios técnicos e investigadores, cuyos trabajos se orienten a la producción de conocimiento para la gestión integral de los recursos hídricos, especialmente en América Latina.

REFERENCIAS

Ashouri, H., Hsu, K. L., Sorooshian, S., Braithwaite, D. K., Knapp, K. R., Cecil, L. D., … Prat, O. P. (2015). PERSIANN-CDR: Daily precipitation climate data record from multisatellite observations for hydrological and climate studies. Bulletin of the American Meteorological Society, 96(1), 69–83. https://doi.org/10.1175/BAMS-D-13-00068.1

Climate Engine (2016). Desert Research Institute, University of Idaho. http://climateengine.org

Collect Earth (2016). United Nations Food and Agriculture Organization. http://www.openforis.org/tools/collect-earth.html

Coltin, B., McMichael, S., Smith, T., Fong, T. (2016). "Automatic boosted flood mapping from satellite data". Int. J. Remote Sens. 37 (5), 993 –1015

Funk, C., Peterson, P., Landsfeld, M., Pedreros, D., Verdin, J., Shukla, S., … Michaelsen, J. (2015). The climate hazards infrared precipitation with stations—a new environmental record for monitoring extremes. Scientific Data, 2, 150066. https://doi.org/10.1038/sdata.2015.66

Global Forest Watch, (2014). World Resources Institute, Washington, DC. http://www.globalforestwatch.org

Gorelick, N., et al., (2017) "Google Earth Engine: Planetary-scale geospatial analysis for everyone". Remote Sensing of Environment. http://dx.doi.org/10.1016/j.rse.2017.06.031

Guedes, M. G., Herdies, D. L., & Oliveira De Souza, D. (2016). The south American water balance: The influence of low-level jets. Journal of Climate, 29(4), 1429–1449. https://doi.org/10.1175/JCLI-D-15-0065.1

Hansen, M.C., Potapov, P.V., Moore, R., Hancher, M., Turubanova, S.A., Tyukavina, A., et al., (2013). "High-resolution global maps of 21st-century forest cover change". Science 342, 850 –853.

Kummerow, C., Barnes, W., Kozu, T., Shiue, J., & Simpson, J. (1998). The Tropical Rainfall Measuring Mission (TRMM) sensor package. Journal of Atmospheric and Oceanic Technology, 15(3), 809–817. https://doi.org/10.1016/0273-1177(94)90210-0

Lobell, D., Thau, D., Seifert, C., Engle, E., Little, B., (2015). A scalable satellite-based crop yield mapper. Remote Sens. Environ. 164, 324 –333.

Map of Life (2016). http://www.mol.org

Oki, T. , Musiake, K. , Matsuyama, H. and Masuda, K. (1995), Global atmospheric water balance and runoff from large river basins. Hydrol. Process., 9: 655-678. doi:10.1002/hyp.3360090513

Patel, N., Angiuli, E., Gamba, P., Gaughan, A., Lisini, G., Stevens, F., Tatem, A., Trianni, A. (2015). Multitemporal settlement and population mapping from Landsat using google earth engine. Int. J. Appl. Earth Obs. Geoinf. 35, 199 –208.

Pekel, J.F., Cottam, A., Gorelick, N., Belward, A.S. (2016). High-resolution mapping of global surface water and its long-term changes. Nature.

Running, S. W., Mu, Q., Zhao, M., & Alvaro Moreno. (2017). User's Guide MODIS Global Terrestrial Evapotranspiration (ET) Product (NASA MOD16A2/A3). NASA Earth Observing System MODIS Land Algorithm, 35.

Sturrock, H.J., Cohen, J.M., Keil, P., Tatem, A.J., Le Menach, A., Ntshalintshali, N.E., Hsiang, M.S., Gosling, R.D. (2014). "Fine-scale malaria risk mapping from routine aggregated case data". Malar. J. 13 (1), 1

Zhang, Q., Li, B., Thau, D., Moore, R. (2015). "Building a better urban picture: combining day and night remote sensing imagery". Remote Sens. 7 (9), 11887 –11913.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

APROXIMACIÓN DEL TIEMPO BASE DE AVENIDAS MÁXIMAS ANUALES DE HIDROMÉTRICAS DE UNA REGIÓN HIDROLÓGICA A PARTIR DEL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN Y DEL ÁREA DE LA CUENCA

[1]Rodríguez Hidalgo Brenda, [1,2]Arganis Juárez Maritza Liliana, [1] Domínguez Mora Ramón, [1]Carrizosa Elizondo Eliseo y [1] Esquivel Garduño Gabriela

[1] Instituto de Ingeniería, [2] Facultad de Ingeniería Universidad Nacional Autónoma de México, México, Edificio 17 cub. 317 tel 56 23 36 00.

BRodriguezH@iingen.unam.mx; MArganisJ@iingen.unam.mx; RDominguezM@iingen.unam.mx; ecae@iingen.unam.mx; GEsquivelG@iingen.unam.mx

RESUMEN:

El tiempo base de un hidrograma es un parámetro importante en la construcción de avenidas de diseño. La estimación del mismo suele complicarse debido a que no es sencilla la definición del tiempo en que finaliza la recesión del escurrimiento directo. En este trabajo se obtuvieron modelos matemáticos para estimar el tiempo base de hidrogramas de avenidas máximas anuales históricas de estaciones hidrométricas de la región hidrológica 10 Sinaloa, a partir de variables como el tiempo de concentración obtenido con la fórmula de Kirpich, además de características fisiográficas de la cuenca que influyen en el escurrimiento, como el área y la pendiente media de la cuenca.

ABSTRACT:

The base time of a hydrograph is an important parameter in the construction of design floods. Estimating it is difficult because it is not easy to define the time when the recession of direct runoff ends. In this work mathematical models were obtained to estimate the base time of hydrographs of historical annual maximum avenues of hydrometric stations of the hydrological region 10 Sinaloa, from variables such as the concentration time obtained with the Kirpich formula, as well as physiographic characteristics of the basin that influence runoff, such as the area and the average slope of the basin.

PALABRAS CLAVES: Hidrograma de diseño, tiempo base, tiempo de concentración, coeficiente de determinación.

INTRODUCCIÓN

Para el diseño de cualquier obra hidráulica es necesario tener un rango de seguridad para gastos y volúmenes máximos, los cuales son proporcionados por una avenida de diseño que considera la ocurrencia de eventos de gran importancia. Considerando la información que se requiere para definir una avenida de diseño (gasto, volumen, forma del hidrograma, tiempo base, tiempo de pico), se puede verificar que la obra hidráulica soportará los eventos de importancia iguales o mayores a los que se tiene en el registro, protegiendo a la población que pueda resultar afectada.

Contar con los hidrogramas de escurrimiento directo es importante para obtener y actualizar las avenidas de diseño (tanto en forma como en gasto de pico), ya que con los hidrogramas que se obtienen se realiza el diseño y la revisión del funcionamiento hidráulico de una obra de aprovechamiento o de control de avenidas para conocer si operaran de forma adecuada ante la ocurrencia de un evento hidrológico de gran magnitud (Arganis y Preciado, 2017).

Conocer el tiempo base de una avenida de diseño ayuda a obtener el inicio y término del escurrimiento directo provocado por una tormenta y con ello realizar la separación del gasto base; con este resultado se pueden obtener las pérdidas, las cuales resultan de utilidad para estimar el volumen de escurrimiento directo ante un evento de precipitación. El tiempo base es un parámetro importante para resolver distintos problemas hidrológicos, por ejemplo, sirve para estimar las pérdidas por infiltración mediante el criterio de la infiltración media, separando el escurrimiento directo del escurrimiento base y posteriormente calculando el volumen de escurrimiento directo. También en un hietograma de precipitación total se podría requerir conocer de todo el volumen llovido, cuánto es el que escurre y para determinar este volumen es importante hacer la separación del hidrograma de escurrimiento total en el hidrograma de escurrimiento directo y el escurrimiento base.

Además, el conocimiento del tiempo base también es auxiliar en métodos para construir o darle forma al hidrograma de diseño de una obra hidráulica. Sin embargo, es difícil determinar el tiempo base porque se consideran situaciones subjetivas al momento de definir la curva de recesión del escurrimiento directo.

METODOLOGÍA

Datos y sitio de estudio

Se recopilaron los datos de gastos medios diarios máximos anuales (DD) de 18 estaciones hidrométricas de la Región Hidrológica Nº 10 de México (Figura 1) de la base de datos del Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales (BANDAS) de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) para analizar cada estación y separar el gasto base.

Considerando un estudio de regionalización que se realizó en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (Domínguez et al., 2017) en el cual la estación 10100 Urique II (con coeficiente de variación CV más bajo de 0.4748), que tiene un comportamiento uniforme (posible regulación), se optó por eliminarla del análisis, al igual que a la estación 10120 Guasave Puente Carretera que no pasó la prueba de homogeneidad, por estas razones se trabajó con un total de 16 estaciones hidrométricas.

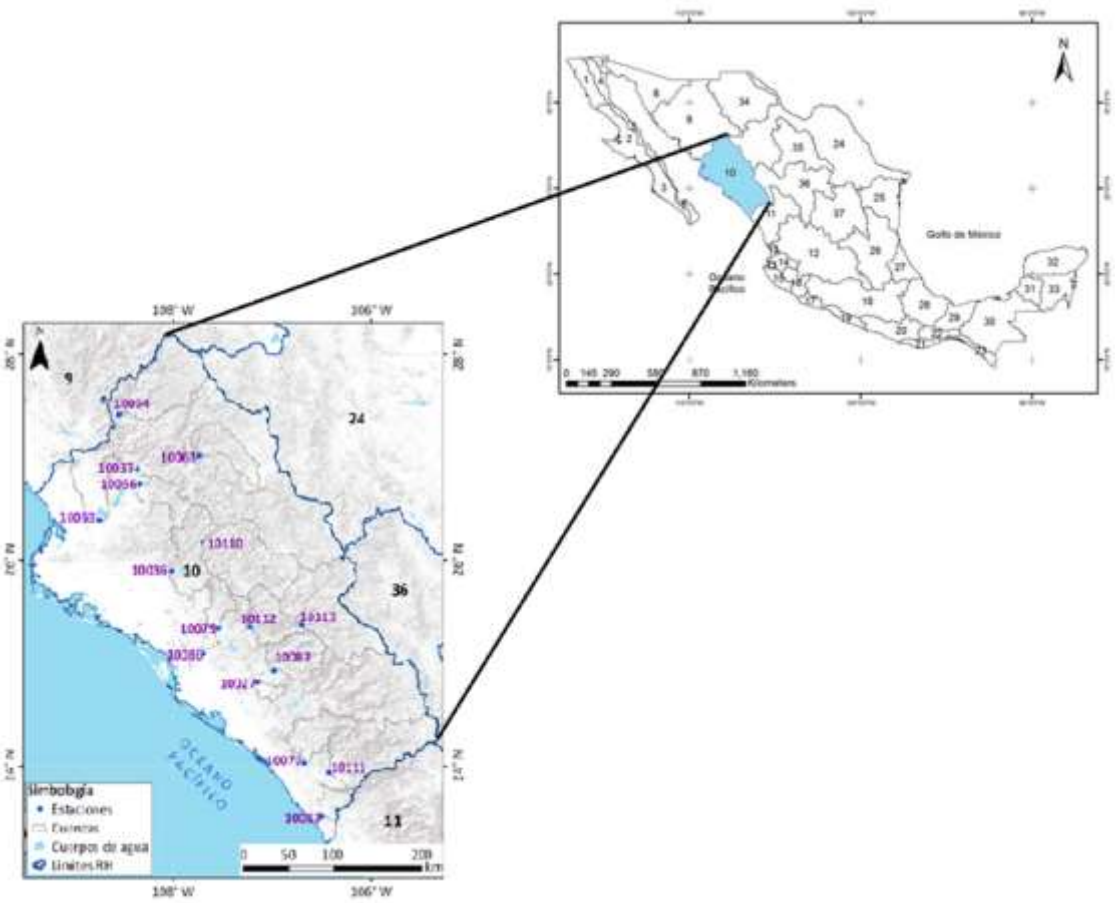


Figura 1.- Ubicación de las estaciones hidrométricas en la Región Hidrológica 10

Se obtuvo el hidrograma para cada gasto máximo anual reportado en la base de datos del BANDAS, teniendo la forma del hidrograma se realizó la separación de gastos utilizando dos métodos, el método de la línea recta horizontal y el método de la constante de recesión. Con la separación de gastos se obtuvo el tiempo base para cada año de la estación hidrométrica utilizando finalmente el método de la constante, ya que este método proporciona mejores resultados, y posteriormente, con todos los datos de tiempo base se obtuvo un promedio para cada estación hidrométrica.

Tabla 1.- Tiempo base promedio de las estaciones hidrométricas

Estación	**Tb** [d]	**Tc** [h]
BADIRAGUATO	8.2439	13.0887
PIAXTLA	8.7308	26.0511
JAINA	12.5469	59.2536
ACATITAN	10.3400	21.3032
BATOPILAS	11.0345	14.8594
HUITES	13.2549	60.8492
EL BLEDAL	9.8814	12.5135
EL QUELITE	7.6216	18.4606

CHOIX	11.2653	15.4607
GUATENIPA II	9.2381	29.9314
TAMAZULA	8.9231	14.0565
PERICOS	7.1875	8.9108
LA HUERTA	8.3667	17.4178
TOAHAYANA	8.0323	34.0739
ALAMOS	12.8095	36.6288
CHINIPAS	12.0000	27.9486

Como se muestra en la tabla 1, poco más de la mitad de las estaciones hidrométricas utilizadas presentan tiempos de concentración menores a un día.

Optimización con Solver

La función solver que se encuentra dentro de las funciones de Excel© (Figura 2), se utiliza para resolver problemas de optimización lineales o no lineales con ayuda de una función objetivo y la identificación de las restricciones del problema Con esta herramienta se realizaron modelos del tiempo base en función del tiempo de concentración, del área y de la pendiente media del cauce con ecuaciones potenciales, lineales y de segundo grado, utilizando las 16 estaciones y separando las estaciones de acuerdo con su coeficiente de variación.

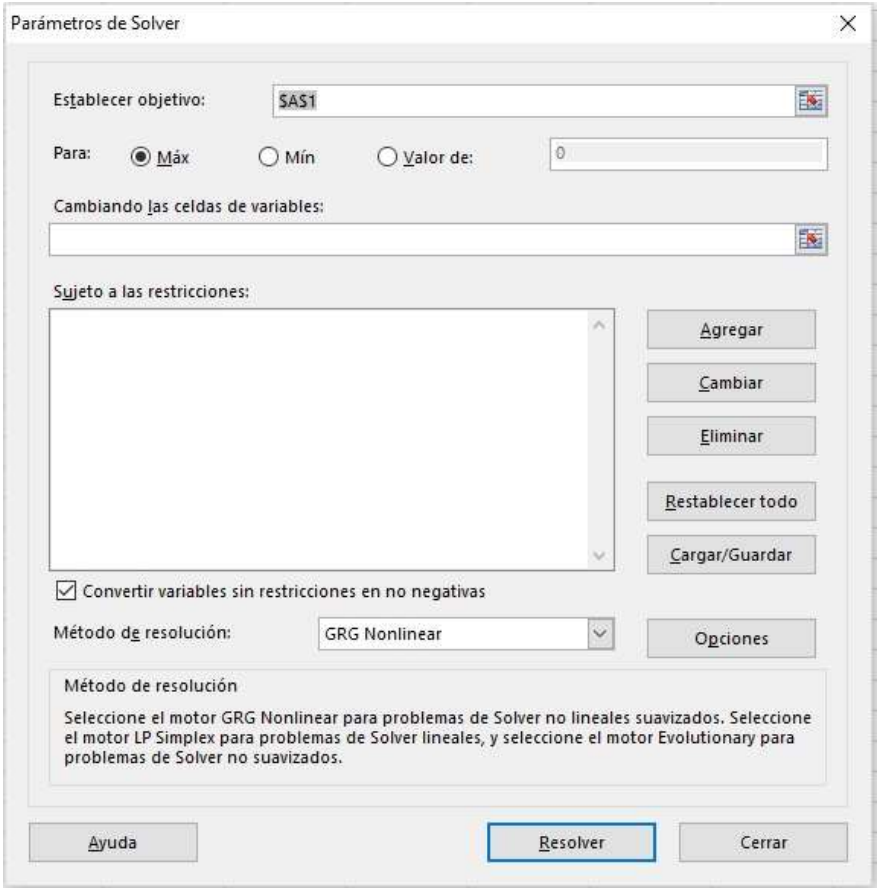


Figura 2.- Interfaz de solver en Excel©

Coeficiente de determinación R^2

Se midió la calidad de los modelos mediante el coeficiente de determinación (R^2) (Ecuación 1):

$$r^2 = \frac{\sigma^2 t_b - \sigma^2 Error}{\sigma^2 t_b} \qquad [1]$$

donde

r^2 es el coeficiente de determinación
$\sigma^2{}_{t_b}$ es el cuadrado de la varianza de los datos medidos
$\sigma^2{}_{error}$ es el cuadrado del error de los datos calculados

APLICACIÓN Y RESULTADOS

La separación de gastos se realizó de la misma forma para las 16 estaciones eliminando años con datos dudosos; a continuación se presenta la separación del escurrimiento directo y del escurrimiento base para la estación Chinipas con clave 10064 (Figuras 3).

Tabla 2.- Estación hidrométrica Chinipas. Estimación del escurrimiento directo con el método de la constante de recesión

Día [d]	Q_t [m^3/s]	Q_{t+1} [m^3/s]	Q_{t+1}/Q_t
20	8398	6.85	0.0008
21	6.85	5.32	0.7766
22	5.32	141	26.5037
23	141	3.66	0.0259
24	3.66	3.52	0.9617
25	3.52	3.24	0.9204
26	3.24	2.97	0.9167
27	2.97	2.83	0.9528
28	2.83	2.7	0.9541

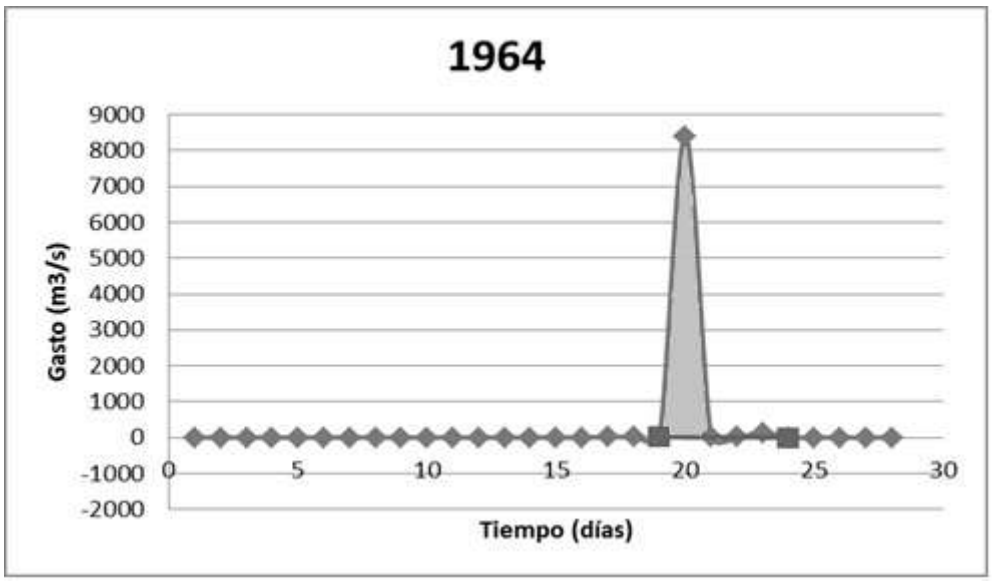


Figura 3.- Estación hidrométrica Chinipas con el método de la constante

Debido a que el objetivo del estudio fue establecer la correlación entre el tiempo base y algunas características fisiográficas, se midió la calidad de los modelos mediante el coeficiente de determinación (R^2) (tabla 4). Se propuso dividir las estaciones en dos grupos dependiendo del coeficiente de variación de los gastos máximos anuales para trabajar los grupos de forma independiente, en la tabla 4 se muestra las estaciones divididas en grupos de acuerdo con su coeficiente de variación (Domínguez et al., 2017).

Además, al realizar la comparación de los datos medidos y calculados se busca que los valores estén cercanos a la recta identidad, es decir, que el dato medido sea igual al dato calculado. Si los datos caen sobre la línea, el coeficiente de determinación es igual a 1 y por lo tanto el modelo es de buena calidad, por el contrario si los datos no caen sobre la línea, el coeficiente de determinación tiende a cero y el modelo no tiene calidad.

Tabla 3.- Estaciones divididas en grupos por coeficiente de variación

	CV	Clave	Estación
Grupo 1	1.582	10079	BADIRAGUATO
	1.184	10111	PIAXTLA
	1.133	10036	JAINA
	1.081	10070	ACATITAN
	1.04	10063	BATOPILAS
	0.994	10037	HUITES
	0.907	10027	EL BLEDAL
	0.906	10083	EL QUELITE
	0.882	10066	CHOIX
	0.811	10112	GUATENIPA II
Grupo 2	0.648	10087	TAMAZULA

	0.626	10086	PERICOS
	0.623	10113	LA HUERTA
	0.622	10110	TOAHAYANA
	0.618	10053	ALAMOS
	0.613	10064	CHINIPAS

Tabla 4.- Modelos obtenidos en función de las características fisiográficas de la cuenca

Modelo	Coeficiente De Determinación
$T_b = 0.0000655t_c^2 + 0.079285\ t_c + 7.8568417$	0.429
$T_b = 5.65574881A^{\ 0.06683287}$	0.1066
$T_b = 0.000892286A + 0.00000016749$	0.2312
$T_b = 7.85679117 + 0.082161813t_c$	0.4276

El modelo que dio mejores resultados fue el modelo 1 (Ecuación 2), donde el tiempo base se encuentra en función del tiempo de concentración y el coeficiente de determinación (R^2) fue de 0.429 (Figura 4).

$$t_b = 0.0000655t_c^{\ 2} + 0.0792857t_c + 7.8568417 \qquad [2]$$

donde:
t_b= tiempo base (días)
t_c = tiempo de concentración (horas)

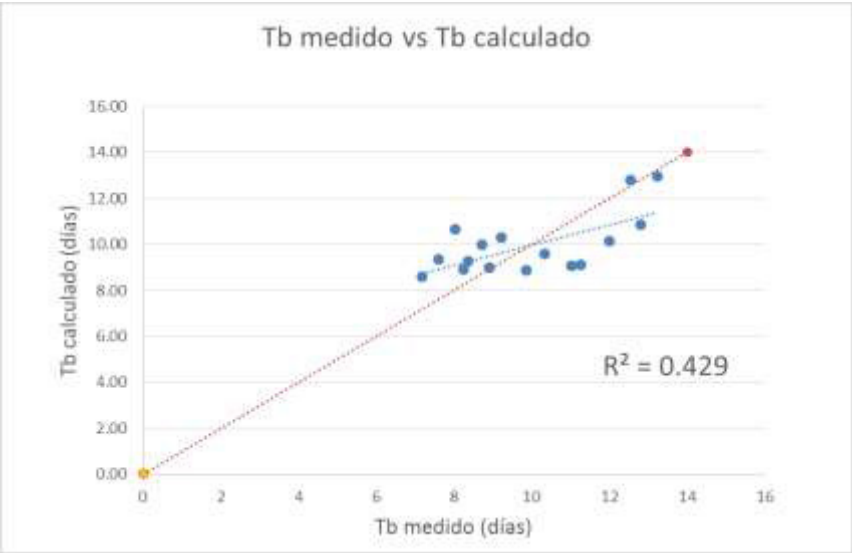


Figura 4.- Modelo 1 tiempo de concentración.

CONCLUSIONES

La estimación del tiempo base a partir del tiempo de concentración y de algunas características fisiográficas de la región hidrológica 10 de México resultó en modelos polinomiales o potenciales sencillos aunque con correlaciones no tan altas como se esperaba. Con todos los modelos probados se obtuvieron coeficientes de determinación cercanos a 0.5, que caen a la mitad de lo que se esperaría como un valor satisfactorio o no satisfactorio del modelo de ajuste. Probablemente, lo anterior se atribuye a la existencia de una obra hidráulica que controla o regula el flujo que pasa por el río naturalmente; por lo que el criterio de selección para la aplicación de los modelos se recomienda basarlo en el que tenga su forma más sencilla y con menos variables.

Se propone realizar el estudio con el tiempo base mínimo en lugar del tiempo base promedio para ver si el resultado es mejor. Este procedimiento puede ser útil para aplicarse en otras regiones hidrométricas del país para tener mayores puntos de comparación de las correlaciones entre el tiempo base y el tiempo de concentración o en otras características de la cuenca, para determinar con cuál se obtiene una correlación mayor.

REFERENCIAS

Domínguez, M. R., Arganis, J.M.L., Carrizosa, E. E., et al. (2017). "Estudio para regionalizar los gastos generados por avenidas máximas, como base para la elaboración de mapas de peligro por inundaciones fluviales en todas las cuencas de la república mexicana. Regionalización de gastos". *Informe Técnico*. CENAPRED, México.

Arganis, J. M.L. and Preciado, J. M. (2017). "Método Híbrido para construir hidrogramas de diseño con datos de caudal y pico y volumen". *Memorias de las V Jornadas de Ingeniería del Agua JIA*. España.

CONAGUA. Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales (BANDAS). http://www.conagua.gob.mx/CONAGUA07/Contenido/Documentos/Portada%20BANDAS.htm

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

PROPUESTA METODOLÓGICA PARA MODELACIÓN DEL IMPACTO DE LA MINERÍA DE CARBÓN EN LOS RECURSOS HÍDRICOS DE CUENCAS DE MONTAÑA

Nicolás Fernández[1], Luis A. Camacho[1], Neil McIntyre[2], Carme Huguet[3], Jillian Pearse[3]
[1]Universidad de los Andes, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Colombia, n.fernandez34@uniandes.edu.co, la.camacho@uniandes.edu.co
[2]The Sustainable Minerals Institute, Universidad de Queensland, Australia, n.mcintyre@uq.edu.au
[3]Universidad de los Andes, Departamento de Geociencias, Colombia, j.pearse@uniandes.edu.co, m.huguet@uniandes.edu.co

RESUMEN:

Con el objetivo de contribuir al desarrollo sostenible de la minería en países latinoamericanos, este artículo propone una metodología para modelar el impacto de la minería de carbón sobre el recurso hídrico en cuencas de montaña y la aplica al caso de estudio específico de la cuenca del río Lenguazaque (Cundinamarca, Colombia). La metodología propuesta integra modelos hidrológicos con modelos de calidad del agua, para determinantes convencionales y sustancias tóxicas. Los modelos integrados permiten simular escenarios para: i) comprender el transporte y destino de los contaminantes, ii) evaluar riesgos de contaminación, iii) definir infraestructura requerida de saneamiento a nivel de cuenca y iv) apoyar el proceso de toma de decisiones.

ABSTRACT:

With the purpose of contributing to the sustainable development of mining in Latin-American countries, we propose in this paper a methodology to model the impacts of coal mining on water resources in mountain catchments. We also apply the methodology to the specific case study of the Lenguazaque River Catchment (Cundinamarca, Colombia). The proposed methodology integrates hydrological and water quality models for both conventional and toxic pollutants. The integrated models allow simulating scenarios for: i) understanding the transport and faith of the pollutants, ii) evaluating risks associated to pollution, iii) defining the infrastructure required for sanitation at a catchment scale and iv) support the decision-making process.

PALABRAS CLAVES: minería; carbón; modelación de impactos, recurso hídrico

INTRODUCCIÓN

La minería es una actividad importante del desarrollo económico latinoamericano. En Colombia, por ejemplo, entre 2012 y 2015 representó más de 2% del PIB y, de este valor, alrededor del 70% correspondió a minería de carbón (Unidad de Planeación Minero Energética, 2016). De esta manera, si los recursos son bien explotados, utilizando las mejores prácticas existentes, debería ser posible hacer minería sostenible con una alta relación beneficio costo para la sociedad. De lo contrario, se presentan afectaciones inadmisibles sobre el medio ambiente y los recursos hídricos, y conflictos en los usos del territorio para explotación minera, conservación de la biodiversidad y actividades agrícolas, entre otros.

El páramo es uno de los ecosistemas en donde se evidencian afectaciones importantes porque, a pesar de abastecer de agua a alrededor del 70% de la población Colombiana, la minería y otras actividades lo han deteriorado haciendo que se reduzca su oferta hídrica (IAvH, 2014). Por esta razón, se ha presentado la resistencia y en algunos casos, incluso, la oposición de varias comunidades que han logrado, mediante consultas públicas, la prohibición de la extracción de hidrocarburos y minerales en algunos territorios del país (Publicaciones Semana, 2017). En este contexto, se hace necesario desarrollar herramientas que fomenten un desarrollo minero sostenible mediante el soporte a los procesos de toma de decisiones, la promoción de un diálogo informado y la construcción de consensos. Por sus características, se destacan entonces los modelos predictivos como herramientas que pueden contribuir a lograr estos objetivos (Thomann, 1998). De ahí la importancia de dichos modelos en la presente investigación.

Además de lo anterior vale la pena resaltar que, para lograr evaluar el impacto de la minería sobre el medio ambiente de una manera integral, se requiere la construcción de un marco o metodología de modelación más que la utilización de un modelo predictivo aislado. Internacionalmente, la importancia del desarrollo de marcos de referencia que incluyan la implementación de modelos predictivos, junto con el desarrollo participativo de escenarios, ya ha sido reconocida con el fin de enfrentar los retos característicos del proceso de planeación en regiones mineras (Lechner, y otros, 2017). En Colombia, se han propuesto ya metodologías para implementar, calibrar y validar modelos predictivos de calidad del agua como herramientas de planeación, como la propuesta por Camacho & Diaz-Granados (2003). Complementariamente, también se ha propuesto ya un marco de referencia, basado en la experiencia australiana, para evaluar estratégicamente el impacto regional de la minería sobre el recurso hídrico en el contexto colombiano (McIntyre, y otros, 2018). En este sentido, la presente investigación propone una metodología de modelación de los impactos de la minería de carbón sobre el recurso hídrico en cuencas de montaña, y aplica dicha metodología al caso específico de la cuenca del río Lenguazaque (Cundinamarca, Colombia).

Es de resaltar que la presente investigación se ha llevado a cabo dentro del marco de un proyecto, en curso, de análisis de los riesgos relacionados con la minería de carbón para las personas, el ambiente y la economía en la región minera de Boyacá en Colombia. En este proyecto colaboran la Universidad de los Andes y *The Sustainable Minerals Institute* de la Universidad de Queensland.

METODOLOGÍA PROPUESTA

Algunos de los retos específicos del proceso de planeación en regiones mineras incluyen, entre otros, la temporalidad de las operaciones, la diversidad en las dimensiones de los proyectos, los cambios irreversibles sobre el paisaje y el carácter acumulativo del impacto sobre el medio ambiente (Lechner, y otros, 2017). Teniendo en cuenta esto, junto con las metodologías y marcos de referencia existentes ya mencionados, se presenta en la Figura 1 el diagrama de flujo de la

metodología propuesta en el presente trabajo. Dicha metodología incluye la recolección de información primaria y secundaria, la compilación de una base de datos y el desarrollo de modelos hidrológicos y de calidad del agua integrados. Asimismo, contempla el desarrollo participativo de escenarios, los cuales pueden ser simulados con los modelos, para así evaluar el impacto de la minería de carbón sobre el recurso hídrico en diversas situaciones. Así, las simulaciones de escenarios soportan la propuesta de alternativas y el proceso de toma de decisiones, en la búsqueda del desarrollo sostenible de esta industria.

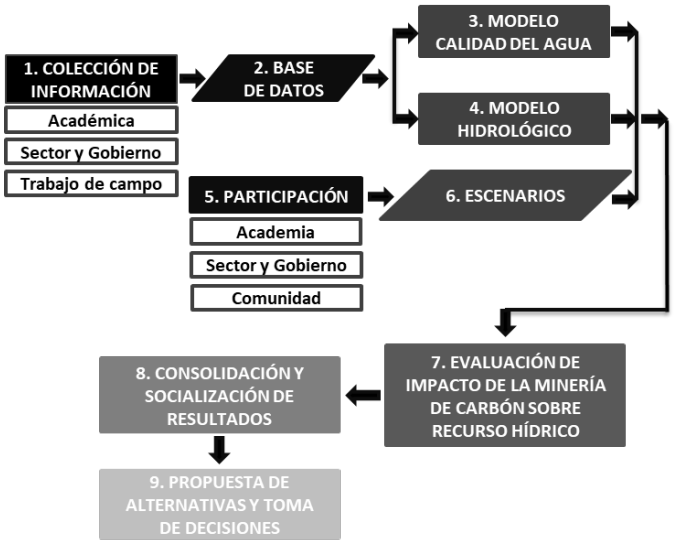


Figura 1.- Diagrama de Flujo de la metodología propuesta

LOCALIZACIÓN DEL CASO DE ESTUDIO

Para escoger la cuenca de estudio se consideraron los resultados estadísticos de la industria carbonífera del boletín estadístico más reciente del sector en Colombia (Unidad de Planeación Minero Energética, 2016). Allí se establece que después de las regiones carboníferas con mayor producción, ubicadas en los departamentos de la Guajira y el Cesar, los departamentos con mayor producción de carbón son Boyacá y Cundinamarca. Asimismo, se recopiló la información disponible de títulos de minas de carbón (Agencia Nacional de Minería, 2017), junto con la delimitación de los páramos de Colombia (IAvH, 2012), para identificar zonas específicas en estos departamentos en donde pudieran existir conflictos entre la minería y el ecosistema de páramo. Estos factores, junto con observaciones de reconocimiento en campo, permitieron establecer como zona de principal interés la región carbonífera de los municipios de Samacá (Boyacá), Lenguazaque y Guachetá (Cundinamarca). La ubicación de estos municipios, la localización de los páramos y títulos mineros se muestran en la Figura 2.

Aunque existen numerosas cuencas en este territorio, se escogió como primer caso de estudio la del río Lenguazaque debido a que, además de los posibles conflictos de la superposición de los títulos mineros y el páramo de Rabanal, ocurren los siguientes fenómenos: i) el río es el resultado de la confluencia de quebradas originadas en el páramo, ii) subsisten allí la minería de carbón y la agricultura como actividades económicas principales iii) existen vertimientos de agua residual doméstica sin tratamiento. Lo anterior permite evaluar el impacto de la industria minera sobre el recurso hídrico originado en el páramo y, al mismo tiempo, comprender la influencia de los contaminantes de la actividad agrícola y los vertimientos de agua residual doméstica sin tratamiento. Así, se considera que la cuenca es de especial interés como punto de partida en la evaluación de la metodología y que podría ser la base para futuras investigaciones. La Figura 3 muestra la cuenca, sus corrientes y cuerpos de agua principales, los puntos de monitoreo de calidad del agua utilizados en el estudio y la ubicación de las estaciones meteorológicas e hidrométricas relevantes.

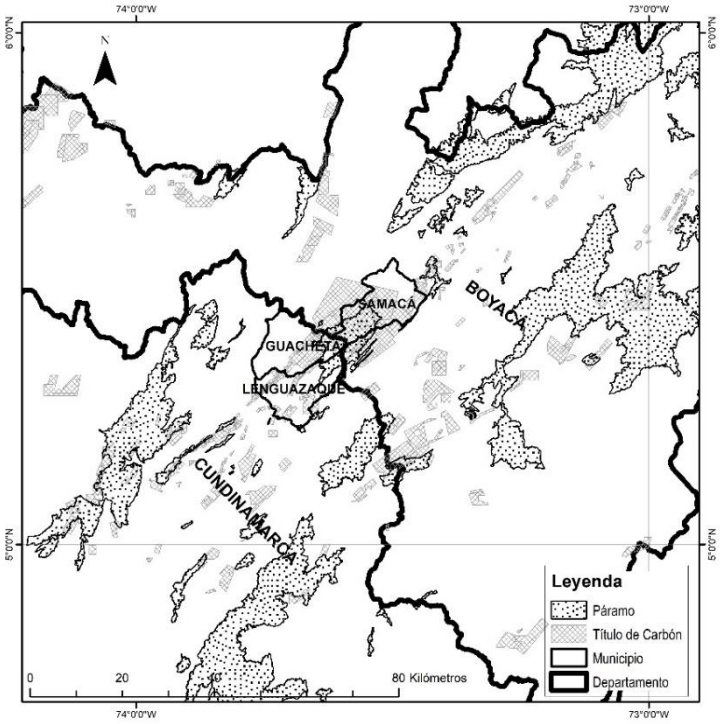


Figura 2.- Ubicación regional de la zona de estudio

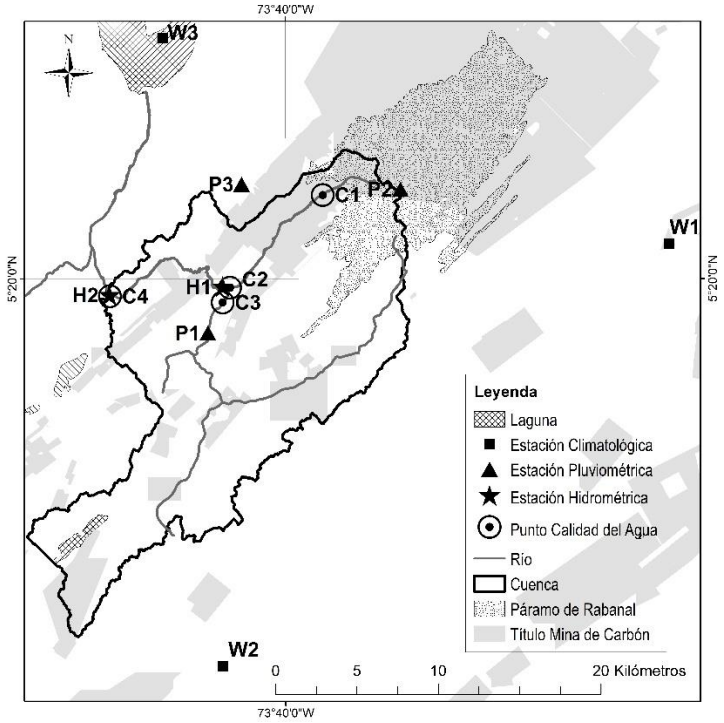


Figura 3.- Mapa específico de la cuenca en estudio

RESULTADOS

Los resultados de la aplicación de la metodología al caso de estudio se sintetizan a continuación.

Colección de información y construcción de la base de datos:

Para llevar a cabo las primeras dos etapas de la metodología se recolectó, como información secundaria, información académica, del sector y de entidades públicas relacionadas. Específicamente, en calidad del agua, se recogieron registros de mediciones realizadas por la Corporación Autónoma de Cundinamarca (CAR). Sin embargo, para implementar el modelo, fue necesario realizar mediciones propias mediante trabajo de campo. En cuanto al modelo hidrológico, se recopiló información de estaciones relevantes del Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales (IDEAM) y de la CAR principalmente. En este caso, no se requirió tomar datos adicionales, aunque se realizó un análisis de homogeneidad y consistencia de la información junto con un proceso de completado de datos faltantes.

Modelo de calidad del agua:

Se propone la implementación y calibración de los modelos de calidad de determinantes convencionales (QUAL2k) y sustancias tóxicas (WASP) bajo condiciones de estado estable, y la utilización de los parámetros encontrados para el acople con los modelos hidrológicos. Para el caso de estudio, se recolectaron datos históricos de calidad del agua (Puntos C1 y C4 – Figura 3) y se realizó una campaña de monitoreo para toma de datos propios de determinantes convencionales y sustancias tóxicas, principalmente metales (Puntos C1, C2, C3 y C4 – Figura 3).

En cuanto a los determinantes convencionales, se encontró un aumento importante en la conductividad eléctrica y en las concentraciones de nutrientes (nitrógeno y fósforo), sólidos, materia orgánica y coliformes totales desde el punto C2. El oxígeno disuelto disminuye al recibir la descarga de vertimientos domésticos (punto C3) y el pH oscila entre 5 y 7 a lo largo de la corriente principal. La Figura 4 muestra los resultados de la concentración de oxígeno disuelto, nitrógeno amoniacal y patógenos.

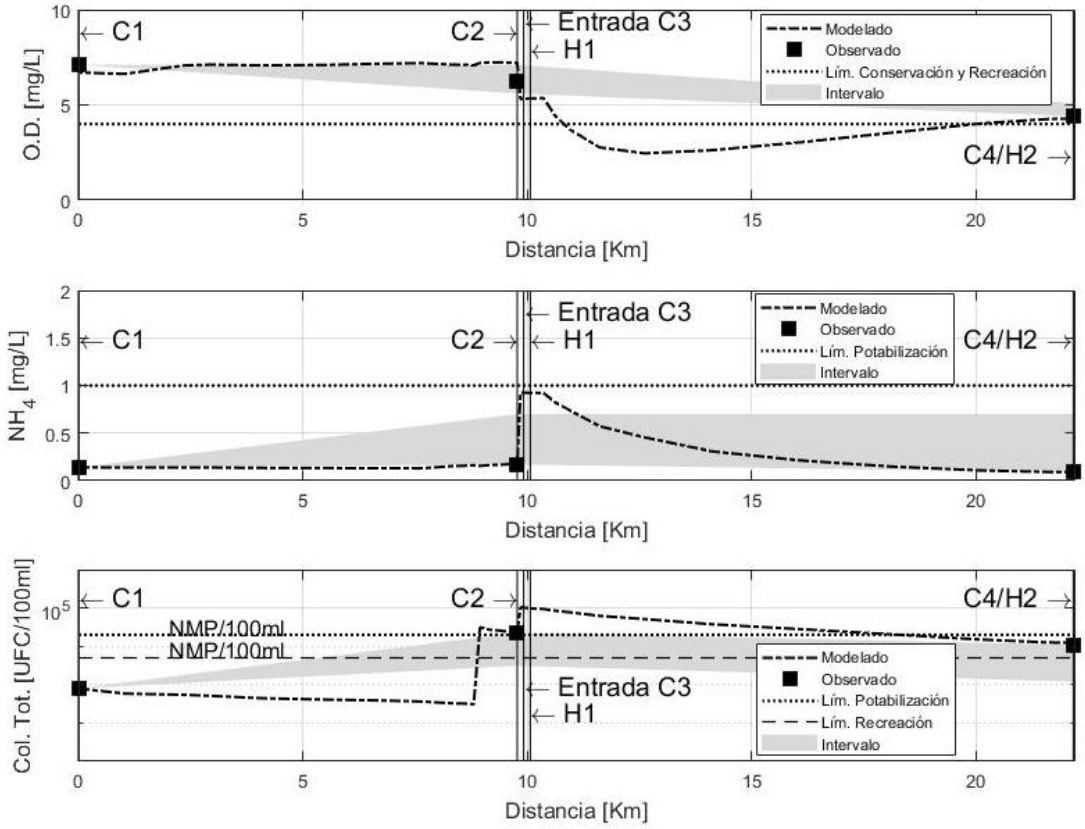


Figura 4.- Resultados de algunos determinantes convencionales, modelo Qual2k

Como puede observarse, el modelo reproduce bien los datos observados, los cuales se encuentran en un orden de magnitud similar a la información suministrada por la autoridad ambiental (banda gris). Asimismo, se observa que la calidad del agua incumple con los estándares colombianos para usos del recurso con fines recreativos, conservación de ecosistemas y potabilización mediante métodos convencionales.

En cuanto a sustancias tóxicas, se encontraron concentraciones importantes de hierro, manganeso, magnesio, cloruros y sulfatos. Otros metales como cadmio y mercurio se encontraron por debajo del límite de cuantificación del método utilizado por el laboratorio por lo que no se tuvieron en cuenta en la modelación. Los resultados del modelo WASP para hierro, manganeso y magnesio se presentan en la Figura 5, en donde se puede observar también las especies que se forman más probablemente en cada caso. Para determinar la especiación de los metales fue necesario realizar experimentos con el software de equilibrio químico Visual MINTEQ.

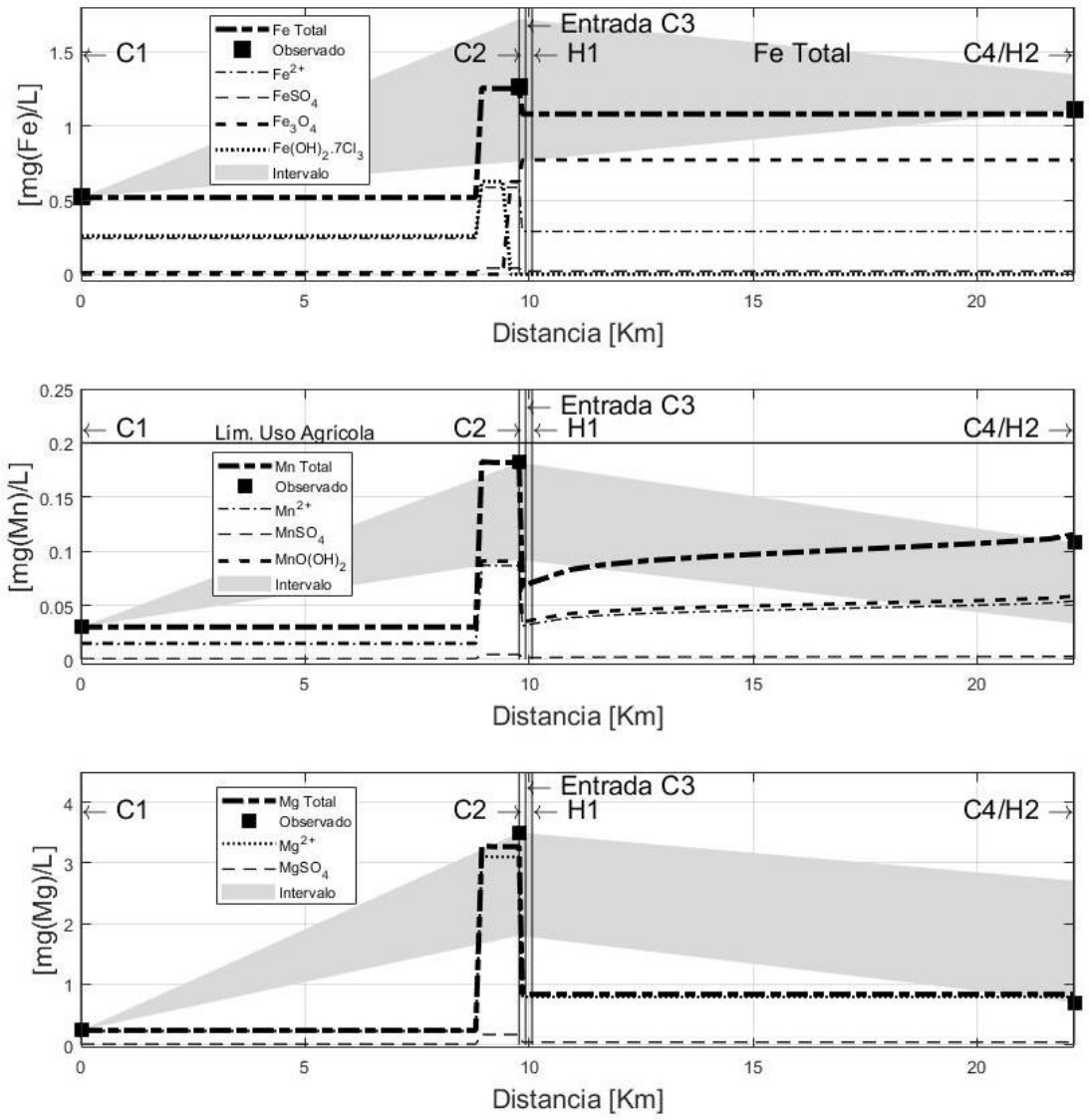


Figura 5.- Resultados de sustancias tóxicas, modelo WASP

Se observa en este caso que el modelo se ajusta bien a los datos observados y, también, que los datos recolectados en el proyecto se encuentran en un orden de magnitud semejante a los registros de la autoridad ambiental CAR. Adicionalmente, se nota que el manganeso está muy cerca de incumplir el estándar de calidad del agua para uso agrícola. Por esta razón, es posible que éste sea superado en condiciones específicas como alto caudal o re-suspensión de sedimentos.

Vale la pena resaltar que, a partir del punto C2, la pendiente del canal y la velocidad del agua es muy baja, por lo que puede estarse presentando una gran sedimentación y acumulación de las especies sólidas y adsorbidas de los metales en el fondo del canal. Esto puede generar interacciones importantes agua-sedimento a partir de procesos difusivos, lo cual representa otra manera en la que se pueden transportar estas sustancias tóxicas en la cuenca.

De esta manera, se logró implementar y calibrar los modelos QUAL2K y WASP de determinantes convencionales y sustancias tóxicas, cuyos resultados permiten el acople con un modelo hidrológico.

Modelo hidrológico:

Como parte de la metodología, se propone la implementación y calibración de modelos lluvia escorrentía como HEC-HMS, TOPMODEL y SWAT, que permiten describir la condición hidrológica actual y prospectiva a nivel de cuenca y estimar los aportes de caudales de escorrentía, flujos sub-superficiales, flujos de agua subterránea, al igual que los contaminantes agrícolas y de la actividad minera que alcanzan los cauces. Para el caso de estudio, se recolectaron series de tiempo diarias entre 1991 y 2014 de estaciones pluviométricas (Estaciones P1, P2 y P3 – Fig. 3), meteorológicas (Estaciones W1, W2 y W3 – Fig. 3) e hidrométricas (Estaciones H1 y H2 – Fig. 3). Con esta información se implementó y calibró el modelo lluvia escorrentía SWAT para describir, inicialmente, la condición hidrológica actual de la cuenca. La figura 6 muestra los datos observados de caudal entre 1993 y 2003 en la estación el Boquerón (H1 – Fig. 3), junto con los resultados del modelo calibrado, con el que se obtuvo el mejor ajuste, y los límites de confianza al 95% del modelo.

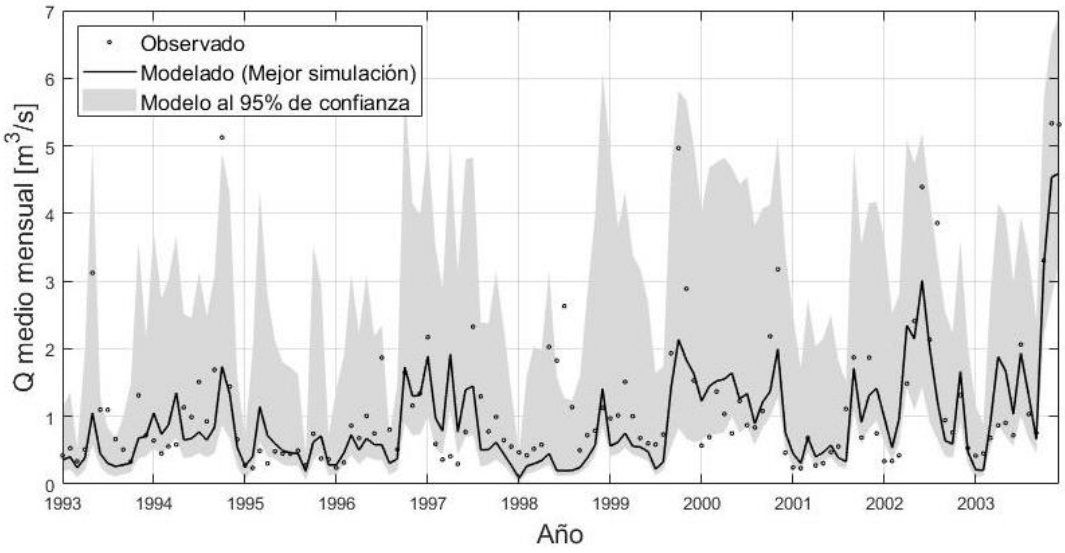


Figura 6.- Resultados del modelo SWAT calibrado

Se puede observar allí que el modelo tiene un buen ajuste a los datos observados y, más aún, que los datos observados se encuentran, casi en su totalidad, dentro de los límites de confianza al 95% del modelo. Esto indica que el modelo SWAT es capaz de representar la condición hidrológica actual de la cuenca y que es idóneo para la metodología propuesta. Por esta razón, una vez llevado a cabo este proceso, se espera lograr el acople de los resultados del modelo de calidad del agua y el modelo hidrológico, mediante los valores de los parámetros ya calibrados.

Construcción participativa y simulación de escenarios alternativos:

Se espera construir participativamente los escenarios hidrológicos y de calidad del agua alternativos que permitan estimar cómo cambiaría el régimen hidrológico, el transporte y destino de los contaminantes en la cuenca, ante estas posibles alteraciones. Asimismo, con estos escenarios se puede lograr estimar la carga contaminante asociada a cada escenario en puntos de control como pueden ser, por ejemplo, las estaciones hidrométricas ya existentes.

Evaluación de impacto, propuesta de alternativas y toma de decisiones:

A futuro, se prevé continuar con la evaluación del impacto ambiental, mediante los resultados de la simulación de los escenarios prospectivos, junto con la consolidación y socialización de resultados con la comunidad y las entidades involucradas. Este proceso permitiría definir la infraestructura necesaria para realizar el saneamiento de la cuenca, mediante la propuesta y simulación del impacto de posibles esquemas de saneamiento, y apoyar el proceso de toma de decisiones.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El seguimiento riguroso de la metodología propuesta en este trabajo permite, bajo escenarios hidrológicos actuales y prospectivos, identificar los principales contaminantes y comprender su transporte, destino e impacto en los recursos hídricos en zonas de minería de carbón de montaña. En el caso de estudio de la cuenca del río Lenguazaque, la metodología fue una efectiva hoja de ruta para avanzar en la evaluación del impacto en esta región carbonífera y montañosa de Colombia. Se espera culminar la aplicación de la metodología al presente caso de estudio, y continuar su aplicación en otras cuencas como la del río Samacá, por ejemplo. Se recomienda dar especial atención a las etapas que requieren la participación de diversos actores como el sector minero, las entidades gubernamentales y la comunidad, ya que se cree que las mejoras sobre el recurso hídrico regional se pueden lograr más efectivamente, si intervienen activamente todos los actores involucrados.

También, es valioso resaltar que, a pesar de que en países latinoamericanos se encuentran con frecuencia limitaciones en la información secundaria disponible para implementar los modelos predictivos, el presente trabajo muestra cómo, a partir de la investigación, se logra superar este obstáculo y utilizar modelos que representan el estado del arte en simulación hidrológica y de calidad del agua. Superados los obstáculos, puede afirmarse que la presente metodología permite también evaluar los riesgos de contaminación, definir la infraestructura requerida de saneamiento en la cuenca y apoyar el proceso de toma de decisiones.

REFERENCIAS

Agencia Nacional de Minería. (2017). Capa de títulos de minas de carbón en Boyacá y Cundinamarca. Bogotá, Colombia.

Camacho, L. A., & Diaz-Granados, M. (2003). "Metodología para la obtención de un modelo predictivo de transporte de solutos y de calidad del agua en ríos - Caso río Bogotá". *Seminario Internacional: La hidroinformática en la gestión integrada de los recursos hídricos*, 73-82.

IAvH. (2012). Actualización de los límites cartográficos de los complejos de páramos de Colombia, escala 1:100.000. Bogotá, Colombia.

IAvH. (2014). *Restauración Ecológica de los páramos de Colombia. Transformación y herramientas para su conservación.* (M. Cabrera, & W. Ramirez, Edits.) Bogotá.

Lechner, A. M., McIntyre, N., Witt, K., Raymond, C. M., Arnold, S., Scott, M., & Rifkin, W. (2017). "Challenges of integrated modelling in mining regions to address social, environmental and economic impacts". *Environmental Modelling & Software*, 93, 268-281.

McIntyre, N., Angarita, M., Fernandez, N., Camacho, L. A., Pearse, J., Huguet, C., Restrepo, O., Ossa-Moreno, J. (2018). "A Framework for Assessing the Impacts of Mining Development on Regional Water Resources in Colombia". *Water*, 10(3). doi:10.3390/w10030268

Publicaciones Semana. (2017). "Por qué suenan las alarmas". *Carbón, la base de todo*, 22-23.

Thomann, R. V. (1998). "The Future "Golden Age" of Predictive Models for Surface Water Quality and Ecosystem Management". *Journal of Environmental Engineering*, 124(2), 94-103.

Unidad de Planeación Minero Energética. (2016). Boletín Estadístico de Minas y Energía 2012 - 2016. Ministerio de Minas y Energía. Obtenido de http://www.upme.gov.co/Boletines/Boletin_Estadistico_2012_2016.pdf

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

CURVA-CHAVE OBTIDA POR SIMULAÇÃO HIDRODINÂMICA

Franciele Maria Vanelli, Leonardo Romero Monteiro e Fernando Mainardi Fan
Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS/IPH, Brasil
franciele.vanelli@ufrgs.br; leonardoromeromonteiro@gmail.com; fernando.fan@ufrgs.br

RESUMO:

As incertezas da estimativa de vazão pelo método da curva-chave são discutidas em muitos trabalhos, principalmente ao se referir aos valores obtidos pela extrapolação da curva-chave. O emprego desses dados estimados, cujas incertezas não são fornecidas, em estudos para propagação das vazões pode incidir em resultados não representativos da realidade. O método tradicional para obtenção da curva-chave consiste em algumas simplificações, como se limitar aos dados para obtenção de tendências, sem avaliar condições físicas. Com base nisso, o presente estudo propõe estabelecer a relação nível de água e vazão pela aplicação de modelagem hidrodinâmica possibilitando a extrapolação dos limites superiores dessa relação considerando as condições físicas da seção transversal. Para tal, utiliza como dados de entrada apenas informações de uma estação fluviométrica (seção transversal, cota e descarga líquida) com os quais realiza a calibração do modelo hidrodinâmico. Posteriormente, com o modelo calibrado, realiza-se a simulação para a faixa de valores superior aos dados existentes, a fim de extrapolar a relação nível de água e vazão estabelecida levando em consideração as características da seção transversal. O uso de simulação hidrodinâmica não elimina as incertezas referente às maiores vazões, entretanto, por considerar as condições físicas do trecho do rio, pode contribuir para análise dos dados disponibilizados e auxiliar na obtenção de uma relação cota-vazão mais confiável.

ABSTRACT:

Several studies have shown the discharge uncertainties obtained using rating curves, especially when referring to the values obtained by the rating curve extrapolation. The use of these estimated data, whose uncertainties are not provided, may have results that are not representative of reality. The traditional rating curve consists in some simplifications, such as using only the data to obtain line trends, without evaluating physical conditions. This study proposes to establish the stage-discharge relation through the application of hydrodynamic modeling allowing the extrapolation of the upper limits of this relation considering the physical conditions of the cross section. It uses as input data only information from a gauge station (cross section, stage and discharge) with which it performs the calibration of the hydrodynamic model by changing Manning number. Then, with the calibrated model, the simulation is performed for the range of values higher than the existing data, in order to extrapolate the stage-discharge relation established taking into account the characteristics of the cross section. The use of hydrodynamic simulation does not eliminate the uncertainties related to the higher flow rates, however, considering the physical conditions of the river stretch, can contribute to the analysis of the data available and help in obtaining a more reliable stage-discharge relation.

PALAVRAS-CHAVES: relação nível de água e vazão; incerteza; modelo hidrodinâmico.

INTRODUÇÃO

A medição de vazão é um procedimento de elevado custo e durante eventos de cheia pode ser difícil e perigosa (Corato et al., 2014). Um método aplicado para estimar a vazão consiste em estabelecer uma relação denominada curva cota-vazão ou curva-chave, utilizando um determinado intervalo de dados medidos em campo de nível de água (cota) e de vazão (descarga líquida). Para contemplar valores inferiores ou superiores aos observados, é realizada a extrapolação dessa relação, que, em geral, é representada na forma potencial (Mosley e McKerchar, 1992).

A estimativa da vazão pela aplicação da curva-chave consiste na leitura do nível de água na respectiva seção do rio com o auxílio de réguas linimétricas e na inserção desse dado na equação ou tabela da curva-chave definida previamente. Apesar de bastante utilizado, muitos estudos apontam a significativa incerteza na estimativa da vazão por esse método, principalmente na zona de extrapolação (e.g. Dymond e Christian (1982); Clarke (1999); Clarke et al. (2000); Westerberg et al. (2011); Di Baldassare e Claps, P. (2011); Domeneghetti et al. (2012); Oliveira et al., (2016); entre outros).

No Brasil, de acordo com a Agência Nacional de Águas – ANA (2014), a leitura da régua ocorre no máximo duas vezes ao dia e no mínimo uma vez ao dia, com possibilidade de dias de falhas. Dependendo do tempo de resposta da área de drenagem, o valor máximo ou mínimo do nível de água pode ocorrer entre os intervalos de leituras, perdendo-se a possibilidade de registro dessa informação e incrementando as incertezas na medição. Em alguns casos, outra fonte de incerteza pode ser a influência do efeito de remanso que pode causar histerese na relação nível de água e vazão (Pappenberger et al., 2006).

As hipóteses assumidas pelo método tradicional de elaboração da curva-chave, o tornam bastante simplificado, acarretando no acréscimo de incertezas ao valor de vazão estimado. Uma dessas simplificações, refere-se a considerar o escoamento em regime permanente, ou seja, uma relação unívoca entre o nível de água e vazão (ANA, 2014; Domeneghetti et al. 2012; Oliveira et al., 2016). Por se tratar de uma análise estatística, o método tradicionalmente aplicado para obtenção da curva-chave se limita aos dados existentes. Entretanto, as relações nível de água e vazão para valores altos são pouco conhecidas, pois, normalmente, para altos níveis de água não são realizadas medições de vazão devido à periculosidade da tarefa, levando a escassez de dados nos valores de máxima. Sem a inclusão de valores amostrais mais altos e sem considerar as condições físicas do trecho de rio, como por exemplo, a ocorrência de níveis de água altos que acarretam o extravasamento do leito menor do corpo hídrico, a extrapolação da curva-chave pode não ser mais representativa, pois a alteração da seção fluvial gera mudança na curva de tendência (Oliveira et al., 2016).

O uso dos modelos hidrodinâmicos com auxílio dos dados topográficos disponíveis pode contribuir para efetuar a análise hidráulica de trechos do rio. Com o modelo calibrado, os dados topobatimétricos da seção podem fornecer uma relação cota-vazão que abrange naturalmente a extrapolação da relação cota-vazão obtida por dados medidos, podendo reduzir as incertezas associadas aos valores de vazões elevadas. Di Baldassare e Claps (2011) ressaltam que a incerteza decorrente da calibração do modelo para baixas vazões e seu uso para simular altas vazões não pode ser negligenciada. Uma tentativa de reduzir a incerteza da calibração baseada apenas em uma pequena faixa de valores medidos, consiste em calibrar o coeficiente de Manning para vazões máximas a partir de eventos de inundação bem documentados. Di Baldassare et al. (2009) realizaram a calibração do modelo hidrodinâmico para a inundação ocorrida em outubro de 2000 no Rio Po, Itália, permitindo que em estudos posteriores, Di Baldassare e Claps (2011) e Domeneghetti et al. (2012) empregassem essa calibração para realizar a extrapolação da relação nível de água e vazão e para que outras análises fossem realizadas. Além disso, Di Baldassare e Claps (2011), considerando as incertezas associadas ao uso de simulação numérica, apontam que a quantificação da incerteza do modelo pode ser realizada pela técnica de estimativa da incerteza de probabilidade generalizada (GLUE - *Generalized Likelihood Uncertainty Estimation*) possibilitando que a

extrapolação da relação nível de água e vazão seja apresentada com a respectiva incerteza do modelo hidrodinâmico.

Com base nas incertezas da curva-chave, principalmente, na zona de extrapolação, e necessitando representar condições de inundação, denota-se que o uso de modelagem hidrodinâmica pode contribuir para uma análise da relação nível de água e vazão para valores mais altos. O presente estudo propõe aplicar simulação numérica com discretização unidimensional e regime permanente, utilizando como dados de entrada apenas informações de uma estação fluviométrica (seção transversal, cota e descarga líquida) para estabelecer a relação nível de água e vazão pelo modelo hidrodinâmico possibilitando a extrapolação dos limites superiores dessa relação considerando as condições físicas da seção transversal. Posteriormente, é possível comparar os valores estimados pelo método tradicional de curva-chave com os valores resultantes da simulação hidrodinâmica possibilitando analisar a coerência dos dados. Este estudo se refere a uma análise preliminar para a estação fluviométrica selecionada, visto que não foram identificados estudos semelhantes na respectiva área de estudo.

ÁREA DE ESTUDO

O Rio Tubarão está inserido na Bacia Hidrográfica do Rio Tubarão, no sul do Estado de Santa Catarina, Brasil (Figura 1). Esse rio, cuja extensão é de 120 km e área de drenagem de aproximadamente 5.000 km², nasce nas encostas da Serra Geral e deságua na Lagoa Santo Antônio. Sua proximidade com o Oceano Atlântico, pode resultar na influência dos fenômenos costeiros no comportamento hidráulico do rio.

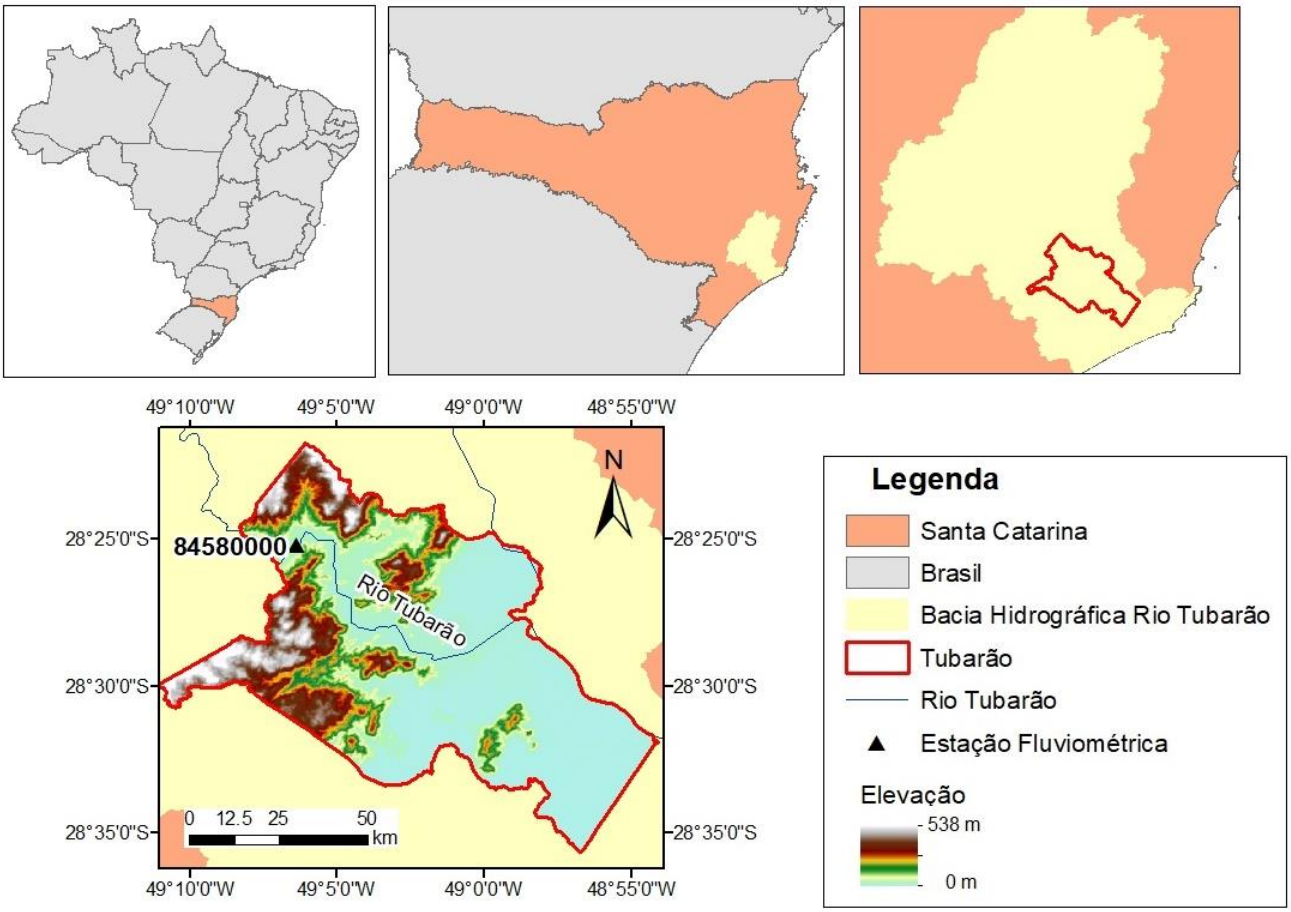


Figura 1.- Localização da estação fluviométrica em relação à área de estudo

Localizado na planície costeira, o baixo curso do Rio Tubarão possui leito composto por depósitos fluvio-lagunares constituídos por areia fina, silte, argila e matéria orgânica. Seu traçado é predominantemente meandrante, com trechos retificados no município homônimo e ocorrência de

meandros abandonados ou braços mortos próximo à zona costeira. As características do baixo curso do Rio Tubarão denotam que sua seção transversal é mais instável do que em rios encaixados de leito rochoso.

O município de Tubarão possui registros de inundações ao longo de sua história, algumas delas com danos significativos, inclusive perdas de vidas. A proximidade do município com o Oceano Atlântico resulta em efeito de remanso no rio causando amortecimento no escoamento de suas águas e quando associado a chuvas de montante intensas, pode contribuir para o incremento no nível de água no canal, agravando eventos extremos hidrológicos de máxima.

MATERIAIS E MÉTODOS

A metodologia desse estudo consiste nas seguintes etapas: (a) aquisição dos dados da estação fluviométrica de interesse; (b) análise dos dados da estação fluviométrica: nível de água e vazão medidos em campo; (c) calibração do modelo hidrodinâmico com os dados observados; (d) simulação para faixa de valor superior aos dados observados; (e) comparação entre a extrapolação obtida por simulação hidrodinâmica com os valores estimados pela curva-chave.

Estação fluviométrica

Para o presente estudo, foi realizado o levantamento das estações fluviométricas instaladas ao longo do Rio Tubarão disponibilizadas no Sistema Nacional de Informações sobre Recursos Hídricos (SNIRH), portal Hidroweb da ANA. A escolha da estação fluviométrica considerou a quantidade de dados da série histórica e a possibilidade de menor influência do efeito de remanso decorrente do sistema lagunar e marés.

A estação fluviométrica, código 84580000, denominada Rio Do Pouso, se localiza no Rio Tubarão, latitude 28º25'12"S e longitude 49º6'36"W e possui uma área de drenagem de 2.740 km² (Figura 1). Os dados de nível de água e vazão medidos em campo contemplam o período de 1939 a 2006 e são consistidos pelo SNIRH/ANA. Quanto a seção transversal, apenas o perfil correspondente aos anos de 2004 e 2006 são consistidos. Além disso, não foi identificado o registro da estação fluviométrica quanto às possíveis alterações de localização, interrupções, manutenções, entre outras informações pertinentes, para o período da série histórica.

Recentemente, foram disponibilizados pelo SNIRH/ANA, as tabelas cota x vazão dessa estação fluviométrica que são equivalentes a curva-chave e correspondem a oito períodos distintos como apresentado na Tabela 1. Os dados das tabelas identificadas de 1 a 6 apresentam discrepâncias em seus valores, pois enquanto ocorre apenas incremento nos níveis de água, os valores das vazões, por vezes, sofrem reduções incoerentes com o respectivo nível de água como ilustrado na Figura 2.

Tabela 1.- Períodos das tabelas cota x vazão da estação fluviométrica 84580000

Identificação	Início	Fim	Identificação	Início	Fim
1	25/05/1939	23/03/1963	5	23/03/1976	01/02/1977
2	24/03/1963	18/08/1965	6	02/02/1977	31/12/1978
3	19/08/1965	24/03/1974	7	01/01/1979	31/12/1997
4	25/03/1974	22/03/1976	8	01/01/1998	31/12/2004

Modelo Hidrodinâmico

Para desenvolvimento do presente estudo se empregou o modelo hidrodinâmico HEC-RAS versão 5.0.4 (USACE-HEC, 2016), com discretização unidimensional e em regime permanente, que utiliza a equação da energia para calcular o nível de água e a vazão, da forma

$$Z_2 + Y_2 + a_2\frac{V_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + a_1\frac{V_1^2}{2g} + h_e, \qquad [1]$$

em que Z_1, Z_2 são os níveis do fundo do canal principal, Y_1, Y_2, são as profundidades da seção transversal, V_1, V_2 são as velocidades médias da seção transversal, a_1, a_2 são coeficientes que representam a variação de velocidade no perfil transversal, g é a aceleração da gravidades e h_e é a perda de energia.

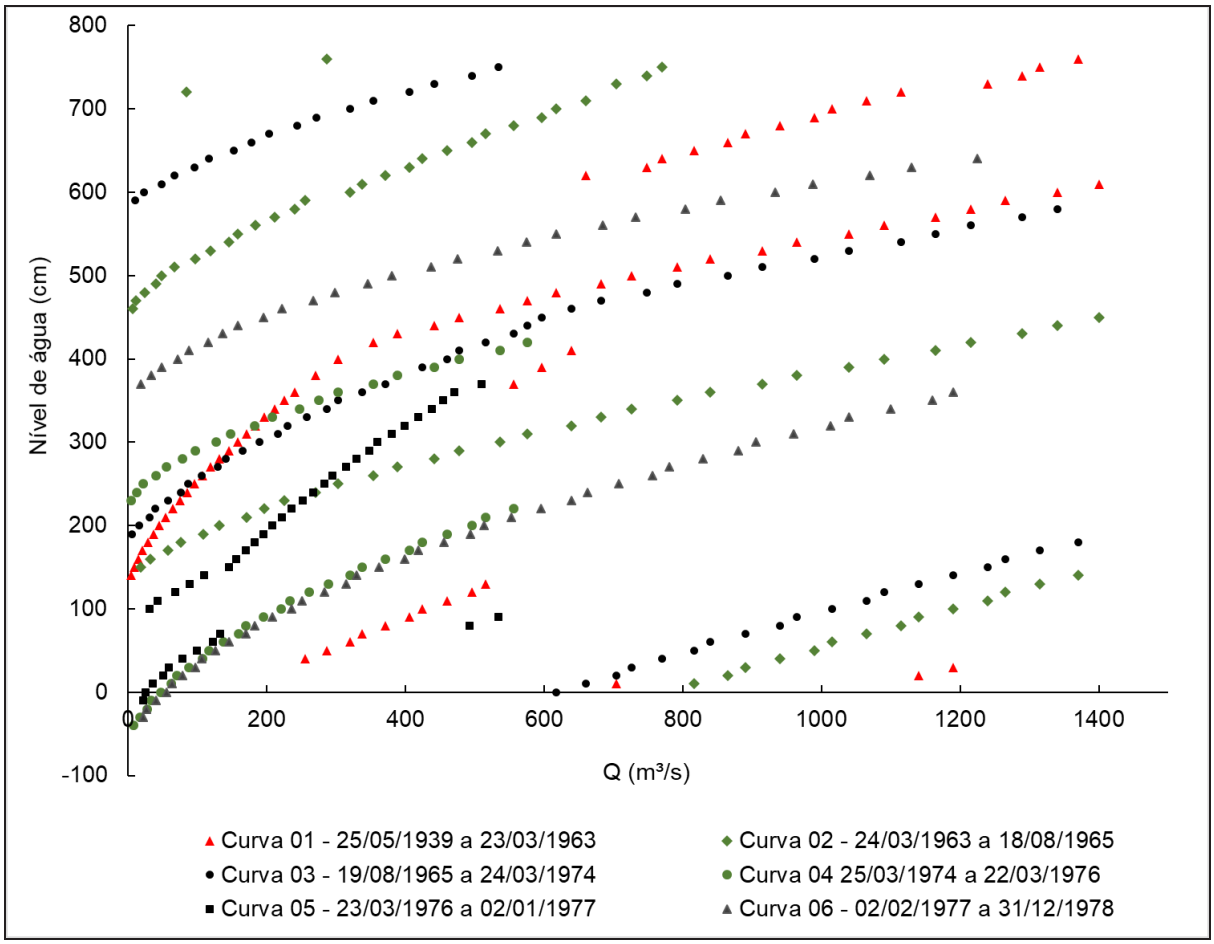


Figura 2.- Curvas-chave para os anos de 1939 a 1978 fornecida pela ANA.

Adotou-se essa formulação simplificada visto que a análise está sendo realizada com dados hidrológicos coletados em um único posto de monitoramento. No modelo, foi inserida uma seção transversal, replicada 1 m a jusante realizando interpolação entre elas de 0,1 m levando em consideração a declividade de fundo do canal de 0,001 m/m. Como condição de contorno foram inseridos os dados de vazões medidos em campo e consistidos pela ANA e a declividade de fundo de 0,001 m/m obtida com base em dados de batimetria.

ANÁLISE DOS DADOS: NÍVEL DE ÁGUA × VAZÃO

Foi elaborada a relação entre os dados de nível de água e vazão medidos em campo para todo o período disponível (1939 a 2006). Com base nos períodos em que o SNIRH/ANA define nova relação da curva-chave, a série de dados foi classificada em quatro períodos. A Figura 3 ilustra os comportamentos observados e apresenta a segmentação conforme os períodos: (i) 25/05/1939 a 07/03/1974; (ii) 14/05/1974 a 20/12/1978; (iii) 23/03/1979 a 04/12/1997; e (iv) 27/02/1998 a 26/10/2006. A mudança de tendência que ocorre no ano de 1974 entre os meses de março e maio, pode ser justificada em ocorrência de um evento extremo de inundação associado a fluxos de detritos (Bigarella et al., 1975) ocorrido entre 23 a 25 de março que ocasionou danos significativos à população local. Tal evento, em virtude de suas proporções, pode ter danificado equipamentos de medição e/ou alterado o leito do rio.

Nota-se que mesmo referindo-se a um mesmo período segundo SNIRH/ANA, os dados medidos para o período de 1979 a 1997 apresenta dispersão nos dados, sendo que alguns aproximam-se do comportamento associado ao período seguinte.

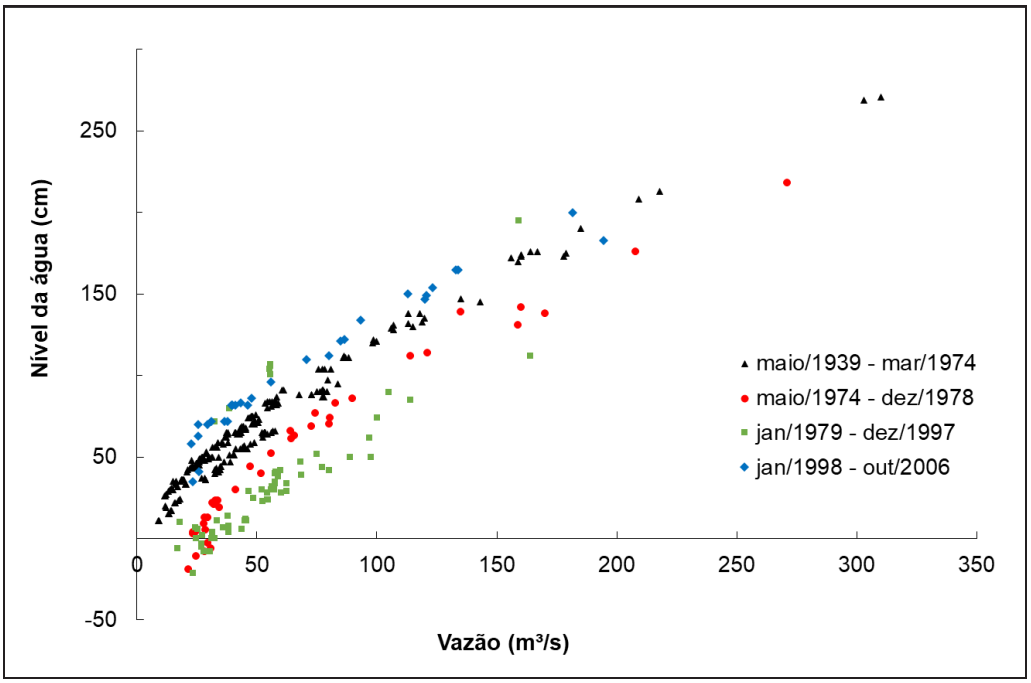


Figura 3.- Relação entre dados medidos em campo e consistidos pela ANA: nível de água e vazão para o período de 1939 a 2006

ANÁLISE 1: PERÍODO 1998 A 2004 E SEÇÃO TRANVERSAL DE 2004

Calibração do modelo hidrodinâmico

A área de estudo não possui um evento de inundação bem documentado que permita realizar a calibração do modelo hidrodinâmico. Dessa forma, a calibração do modelo hidrodinâmico se limitará aos dados de nível de água e vazão medidos em campo e consistidos pela ANA. Considerando que posteriormente a 2004, a ANA não forneceu nova curva-chave, mesmo com dados disponíveis até 2006, adotou-se o período de 1998 a 2004 para calibração.

A seção transversal inserida no modelo se refere ao ano de 2004 (Figura 4), cujos dados foram consistidos pela ANA. Pela característica da seção foi indicado que em 408 cm existe cota limite entre o leito menor e leito maior. A seção transversal foi replicada 1 m a jusante realizando interpolação entre elas de 0,1 m levando em consideração a declividade de fundo do canal de 0,001 m/m. Como condição de contorno de entrada foram inseridos os dados de vazões observadas do período de 1998 a 2004 e como condição de contorno de saída utilizou-se a equação de Manning

$$Q = \frac{1}{n} A R_h^{2/3} S^{1/2}, \qquad [2]$$

onde Q é a vazão (m^3s^{-1}), *n* é o coeficiente de Manning, A é a área (m^2), R_h é o raio hidráulico (m) e S é a declividade de fundo (m/m). A declividade de fundo utilizada é de 0,001 m/m obtida com base em dados de batimetria.

A calibração foi realizada manualmente em um processo iterativo onde o valor do coeficiente de Manning do canal foi alterado até o nível de água calculado se aproximar do valor observado. Esse modelo possibilita o uso de valores do coeficiente de Manning diferentes para o canal e para as margens do rio. Nessa calibração se adotou um valor constante para ambas as margens de 0,05 e variou-se apenas o coeficiente de Manning referente ao leito menor. O coeficiente de Manning para as margens foi adotado considerando que se trata de uma superfície de planície de inundação com árvores pequenas ou cultivos maduros (Dingman, 2009).

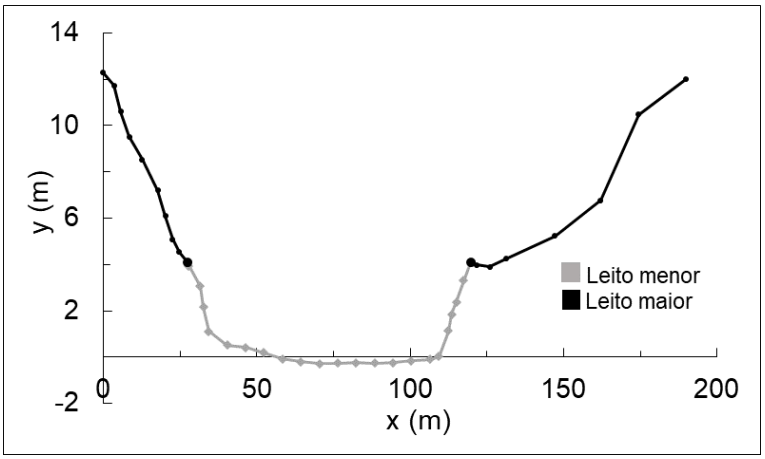


Figura 4.- Seção transversal do ano de 2004 com distinção entre o leito menor (em cinza) e maior (em preto)

O processo iterativo para ajuste do modelo hidrodinâmico iniciou com coeficiente de Manning para o leito menor igual a 0,035 sendo acrescido 0,001 a cada iteração. A iteração foi realizada até que o erro aumentasse, sendo analisados os ajustes por meio da função objetivo do erro percentual absoluto médio dado por:

$$E = \frac{\Sigma\left(\left|\frac{H_o - H_c}{H_o}\right|\right)}{n} \times 100, \qquad [3]$$

onde H_o é o nível de água observado, H_c é o nível de água calculado e m é o número de dados. O coeficiente de Manning (n) 0,042 apresentou o menor erro (Tabela 2) sendo empregado nas demais etapas do presente estudo.

Tabela 2.- Erro percentual absoluto médio dos coeficientes de Manning calculados em relação aos observados para o período de 1998 a 2004 e seção transversal de 2004

Coeficiente de Manning	**Erro percentual absoluto médio** [%]	**Coeficiente de Manning**	**Erro percentual absoluto médio** [%]
0,035	11,67	0,040	5,10
0,036	10,13	0,041	4,56
0,037	8,75	0,042	4,47
0,038	7,33	0,043	4,93
0,039	6,12	0,044	5,52

Os resultados obtidos na calibração são apresentados na Figura 5, onde é possível observar que a faixa de dados observados é inferior a 200 m^3s^{-1}. Nota-se que o máximo valor da série de dados observados para o período de 1998 a 2004 está incoerente em relação ao valor anterior, pois apresenta uma cota menor e resulta em uma vazão maior, sendo que esses dados distam entre si apenas por dois anos. Calculando o número de Froude ($F = u/\sqrt{gH_o}$, em que u é a velocidade média e g é a aceleração da gravidade) das duas vazões máximas observadas, obtém-se valor próximo a 0,1 para ambas, portanto, se trata de um escoamento subcrítico. Tal fato denota as incertezas associadas aos equipamentos e ao procedimento da medição.

Extrapolação da curva-chave pelo modelo hidrodinâmico calibrado

Para estimar a relação nível de água e vazão para a seção transversal em estudo, estabelecendo uma curva-chave obtida pela simulação hidrodinâmica, aplicou-se o modelo calibrado (n= 0,042 no leito menor e n= 0,050 em ambas margens) para o intervalo de vazões entre 190 e 2.000 m^3s^{-1} com variação de 10 m^3s^{-1} e manteve como condição de contorno de saída a declividade de fundo de 0,001 m/m. O valor de 190 m^3s^{-1} foi adotado considerando que entre os dados de entrada para calibração, o valor máximo é de aproximadamente 194 m^3s^{-1}, portanto, para a estimativa de vazões superiores a 190 m^3s^{-1} é necessário utilizar a extrapolação da linha tendência dos dados.

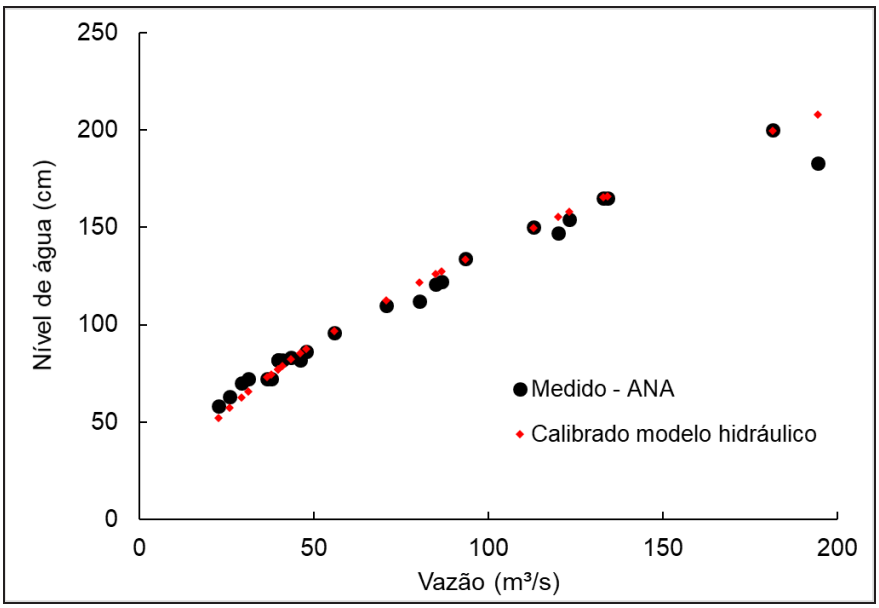


Figura 5.- Valores de nível de água e vazão medidos e consistidos pela ANA com sobreposição do resultado obtido pela calibração do modelo hidrodinâmico.

Relacionando nível de água e vazão, Figura 6, é possível identificar que as vazões consistidas pela ANA, provenientes da extrapolação da curva-chave para o período de 1998 a 2004, apresentam valores subestimados em comparação com as vazões obtidas pelo modelo hidráulico. A cota máxima de 730 cm corresponde a uma vazão de 1.315 m^3s^{-1} pela curva-chave da ANA, enquanto o modelo hidráulico estima uma vazão de aproximadamente 1.820 m^3s^{-1}. A subestimativa das vazões pela curva-chave é superior a 5% para cotas acima de 430 cm, enquanto que para cotas superiores a 550 cm, as vazões são subestimadas em mais de 10%. Portanto, nesse caso, apesar da faixa de dados observados contemplar vazões até 200 m^3s^{-1}, a extrapolação da curva-chave apresenta resultado coerente para faixa de vazão de até 900 m^3s^{-1}, com erro de até 10% em relação ao modelo hidráulico calibrado.

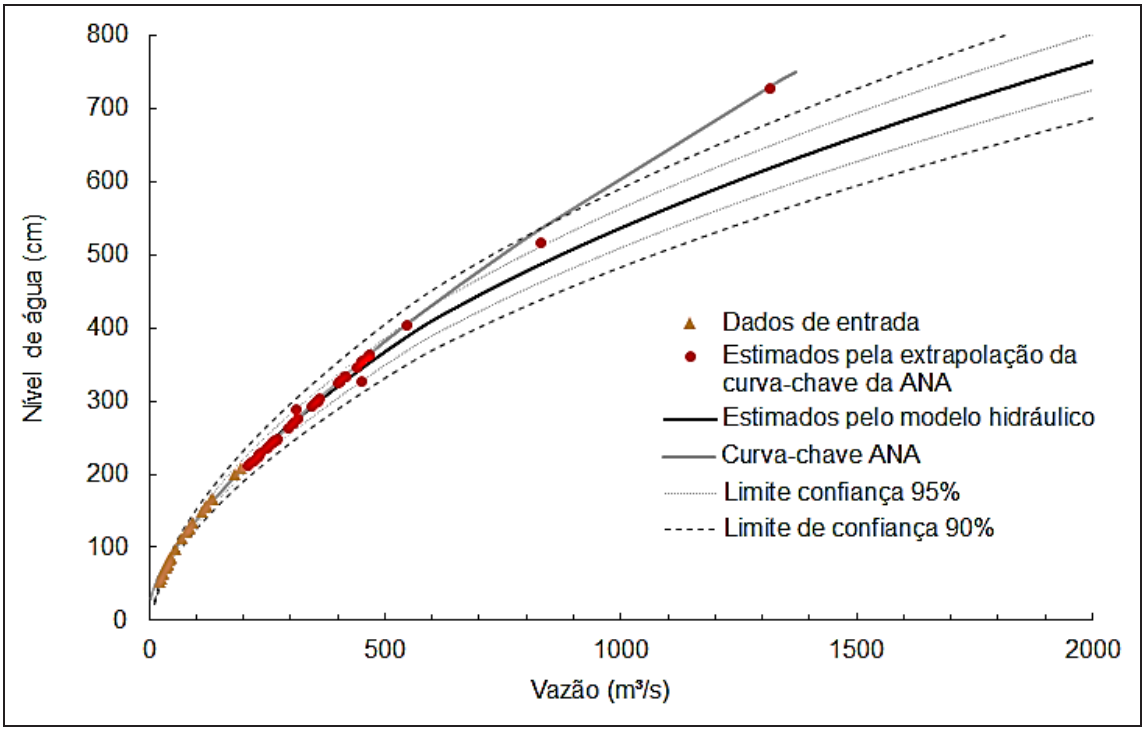


Figura 6.- Resultado da extrapolação pelo modelo hidrodinâmico com limites de confiança de 95% e 90% com sobreposição dos dados da curva-chave disponibilizada pela ANA para o período de 1998 a 2004

ANÁLISE 2: PERÍODO 1998 A 2004 E SEÇÃO TRANVERSAL DE 2006

A influência da mudança de seção transversal para a extrapolação da relação nível de água e vazão foi avaliada, alterando a seção transversal presente no registro de 2004 pela do registro de 2006 (Figura 7). Com o modelo calibrado (n= 0,042 no leito menor e n= 0,050 em ambas margens) e aplicando as mesmas condições de contorno, foi inserida no modelo hidrodinâmico a seção transversal do ano de 2006 e aplicada a mesma metodologia adotada para a seção do ano de 2004. A cota limite entre o leito menor e maior foi identificada em 4,25 m de profundidade, aumentando o leito menor em 0,17 m. Ao comparar o resultado da simulação com os dados observados, obtém-se um acréscimo no erro percentual absoluto médio em virtude da mudança de seção transversal, correspondendo a 9,28%.

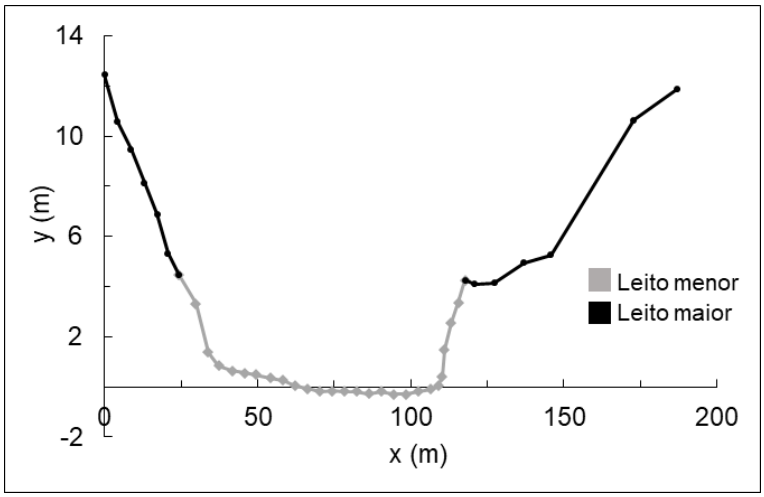


Figura 7.- Seção transversal do ano de 2006 com distinção entre o leito menor (em cinza) e maior (em preto)

O incremento no erro decorrente da alteração da seção transversal em um intervalo de tempo de dois anos denota a incerteza associada aos dados e a dificuldade de representar os outros períodos de dados observados a partir de uma única calibração. Ao assumir o papel de parâmetro calibrável, o coeficiente de Manning pode perder o significado físico de sua representação (Domeneghetti et al., 2012) que, originalmente, é um fator de resistência a ser considerado no cálculo de vazão em canais abertos (Dingman, 2009) e passa a incorporar outros aspectos hidráulicos e representar uma aproximação da perda de energia.

ANÁLISE 3: PERÍODO 1996 A 2006 E SEÇÃO TRANVERSAL DE 2006

Partindo para uma análise independente dos períodos que a ANA estabeleceu para as relações nível de água e vazão, foi considerado que os anos de 1996 e 1997 apresentavam comportamento similar aos dados do período de 1998 a 2006 conforme demonstrado na Figura 2. Assim, considerando os dados de nível de água e vazão medidos em campo e consistidos pela ANA para o período de 1996 a 2006, foi empregada a seção transversal do ano de 2006 (Figura 7).

Foi realizada a calibração do modelo hidrodinâmico com esses dados como entrada, aplicada a mesma metodologia para a seção transversal e analisado o erro percentual absoluto médio conforme Tabela 3. O coeficiente de Manning de 0,037 para o leito menor do rio apresentou o menor erro em comparação com os demais valores testados.

Tabela 3.- Erro percentual absoluto médio dos coeficientes de Manning calculados em relação aos observados para o período de 1996 a 2006 e seção transversal de 2006

Coeficiente de Manning	**Erro percentual absoluto médio** [%]
0,036	7,13
0,037	7,03
0,038	7,28

A partir dessa calibração do modelo hidrodinâmico, foi realizada a extrapolação de vazões para o intervalo de 190 a 2.000 m^3s^{-1} com variação de 10 m^3s^{-1}. Essa relação foi comparada com os valores diários máximos dos meses entre os anos de 1996 a 2004 consistidos da ANA e com os limites inferior e superior associados aos erros de 5% e 10% dos valores calculados. Os dados de 2004 a 2006 não foram utilizados pois não estavam consistidos pela ANA no momento dessa análise.

A análise preliminar dos dados observados para o 1996 e 1997 indicou uma maior aproximação ao comportamento do período 1998 a 2004 do que ao período que a ANA considerou na elaboração de suas curvas-chaves. Ao incluir esses anos na análise se obteve acréscimo no erro percentual absoluto médio para aproximadamente 7% na calibração. Ao comparar os resultados da simulação com as vazões estimadas pela curva-chave da ANA, evidencia-se que os anos de 1996 e 1997 são provenientes de uma extrapolação diferente (Figura 8).

Os resultados da Análise 3 apontam que apesar da máxima vazão observada ser aproximadamente 200m^3s^{-1}, pode-se considerar que valores até a faixa de 700 m^3s^{-1} estão condizentes visto que a diferença entre os valores extrapolados pela curva-chave e obtidos por simulação se diferem em 10%, valor considerado aceitável ao se tratar de hidrologia.

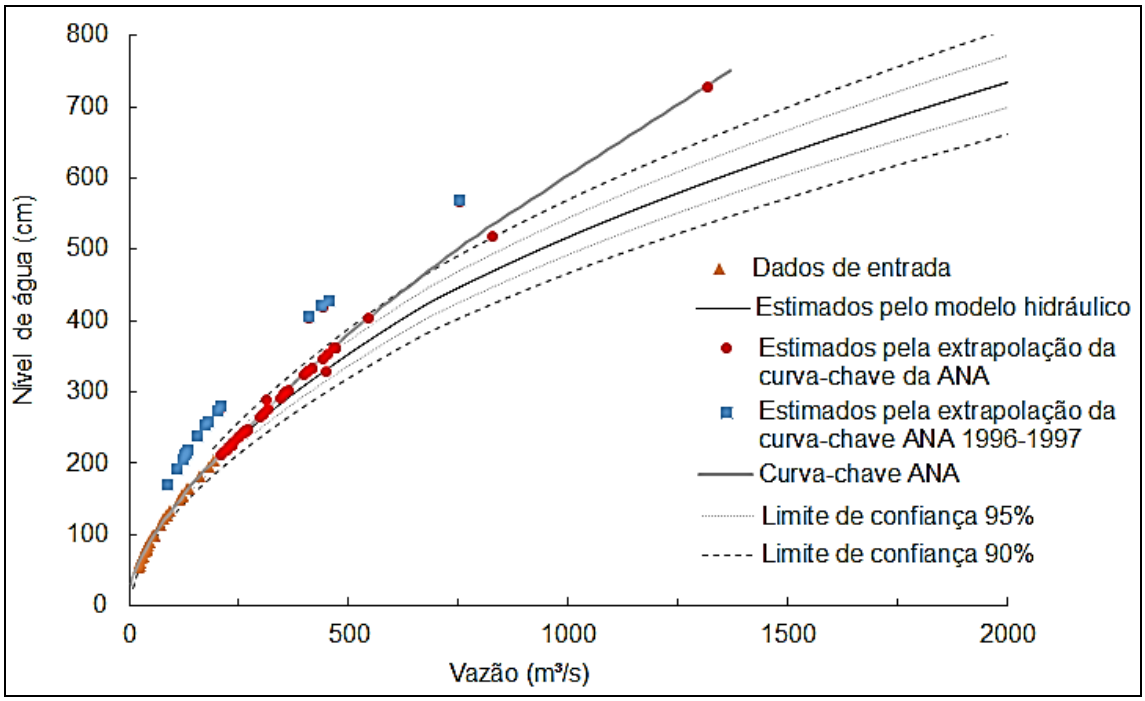


Figura 8.- Resultado da extrapolação pelo modelo hidrodinâmico com limites de confiança de 95% e 90% com sobreposição dos dados da curva-chave disponibilizada pela ANA para o período de 1996 a 2006 e

CONCLUSÕES E DISCUSSÕES

A curva-chave é um método simplificado que deve ser empregado com cautela para a estimativa de vazão a partir do nível de água medido em determinada seção transversal. As incertezas da estimativa de vazão por esse método não são quantificadas, podendo acarretar em resultados não representativos, principalmente, na aplicação desses dados para delimitação de áreas inundáveis que dependem das vazões máximas provenientes da extrapolação da curva-chave.

Com base nesses questionamentos, foi proposta uma análise preliminar desses dados para a estação fluviométrica código 84580000, Rio do Pouso, no município de Tubarão (Brasil). Primeiramente, foi analisada a relação entre os dados observados de nível de água e vazão para o período entre 1939 e 2006 possibilitando a identificação de comportamentos distintos dessa relação ao longo dos anos. Uma das alterações significativas dessa relação ocorreu em março de 1974 motivado pela ocorrência de um evento hidrológico extremo de máxima, possivelmente por danos

aos equipamentos de medição e/ou alterações do leito do rio. Assim como para essa inundação, o município possui registros de outras inundações, entretanto, apesar de possíveis alterações geomorfológicas na seção transversal esses eventos hidrológicos extremos de máxima não são levados em consideração na elaboração da curva-chave em virtude da periculosidade associada à medição.

A análise da relação de nível de água e vazão disponibilizada em junho de 2018 no SNIRH/ANA, permitiu identificar discrepâncias nas tabelas cota x vazão da estação fluviométrica código 84580000 para o período de 1939 a 1978. A relação proposta para os anos de 1979 a 1997 e 1998 a 2004 apresentam tendência crescente e dados extrapolados até vazão de 1.225 e 1.370 m^3s^{-1}, respectivamente. Entretanto, essa relação emprega métodos estatísticos para a estimativa da vazão, desvincula a relação nível de água e vazão com os aspectos físicos. As incoerências observadas nos dados disponibilizados pela ANA, nesta específica estação fluviométrica, contribuem para o questionamento sobre a confiabilidade dos valores estimados.

Sendo assim, o presente estudo propôs a aplicação da simulação numérica para estabelecer a relação nível de água e vazão com base em dados hidrológicos disponibilizados pelo SNIRH/ANA, possibilitando a extrapolação dos limites superiores dessa relação considerando as condições físicas da seção transversal. Não dispondo de um evento de inundação bem documentado, foi necessário realizar a calibração do modelo hidrodinâmico somente com os dados de nível de água e vazão medidos em campo e consistidos pela ANA. Denota-se que a calibração do modelo hidrodinâmico baseada somente em vazões baixas, pode acarretar em incertezas na extrapolação, entretanto não haviam outros dados para possibilitar a garantia de representação dos valores máximos.

Nas análises realizadas, obteve-se aumento no erro percentual absoluto médio ao alterar o perfil transversal do ano de 2004 para 2006, de modo que a calibração do modelo se restringiu a um determinado ano, mesmo não ocorrendo variações significativas na seção. Ainda, verifica-se a dificuldade na avaliação dos dados correspondentes aos períodos anteriores, visto que a incoerência nas relações definidas pela ANA tornaria ampla a incerteza da calibração do modelo hidrodinâmico.

Na modelagem hidrodinâmica foram determinadas três condições de análise. Na primeira, a calibração foi realizada considerando os dados de nível de água e vazão medidos e consistidos pela ANA para o período de 1998 a 2004, que corresponde a uma mesma tabela cota x vazão da ANA, considerando a seção transversal de 2004. Na etapa de calibração, obteve-se erro percentual absoluto médio inferior a 5%. Para esse período escolhido, os valores inferiores a 900 m^3s^{-1} se encontram dentro do limite de confiança de 90%, apresentando bom ajuste com os resultados da simulação numérica. Posteriormente, manteve-se os mesmos valores para os coeficientes de Manning e as mesmas condições de contorno, alterando apenas a seção transversal para o ano de 2006. Ao alterar a seção transversal, observou-se aumento do erro percentual absoluto médio em relação aos dados observados, demonstrando a dificuldade em avaliar outros períodos de dados observados a partir de uma única calibração. A terceira situação simulada considerou o período de 1996 a 2006 como entrada para uma nova calibração do modelo hidrodinâmico e a seção transversal de 2006. Nessa calibração, o valor atribuído ao coeficiente de Manning foi de 0,037, ou seja, uma redução de 0,005.

Portanto, em relação a curva-chave obtida por simulação hidrodinâmica, os valores estimados pela extrapolação do método tradicional de curva-chave apresentam variação aceitável (erro de 10%) para uma faixa até quatro vezes superior aos valores observados. Entretanto para maiores valores ocorre subestimativa dos valores provenientes da curva-chave em relação aos resultados do modelo hidráulico.

Na extrapolação da relação nível de água e vazão por modelagem hidrodinâmica existem ainda incertezas, pois são arbitrados os valores ao coeficiente de Manning sem restrições ao seu sentido físico, os limites entre leito menor e maior, a série utilizada para calibração se restringe a valores baixos que não representam eventos hidrológicos extremos de máxima. Entretanto, seu uso de modo complementar ao método convencional pode contribuir para a redução das incertezas ou ao menos possibilitar a quantificação da incerteza.

Sugere-se que, se possível, estudos futuros realizem a calibração do modelo hidrodinâmico para a área de estudo com dados de uma inundação bem documentada, possibilitando reduzir as incertezas quanto a extrapolação para os valores de máxima. A compreensão dos eventos hidrológicos de máxima necessita de maior quantidade e qualidade de dados de inundações. A falta de registros ou, até mesmo, registros realizados inadequadamente dificultam a estimativa das vazões máximas e, consequentemente, podem prejudicar estudos de gestão de risco e planejamento das áreas passíveis à inundação.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho recebeu o apoio financeiro parcial da CAPES – Brasil.

REFERÊNCIAS

Agência Nacional de Águas – ANA (Brasil). (2014). *Medição de descarga líquida em grandes rios: manual técnico.* 2. ed. Brasília, DF.

Bigarella, J.J.; Bigarrella, I.E.K.; Jost, H. (1975). "Catastrophic events in the Tubarão area". *Boletim Paranaense de Geociências*, No. 33, pp. 200-206.

Clarke, R. T.; (1999). "Uncertainty in the estimation of mean annual flood due to rating-curve indefinition". *Journal of Hydrology*, No. 222, pp. 185 – 190.

Clarke, R. T.; Mendiondo, E. M.; Brusa, L.C. (2000). "Uncertainties in mean discharges from two large South American rivers due to rating curve variability". *Hydrological Sciences Journal*, Vol. 45, No. 2, pp. 221 – 236.

Corato, G.; Ammari, A.; Moramarco, T. (2014). "Conventional point-velocity records and surface velocity observations for estimating high flow discharge". *Entropy*. Vol. 16, No. 10, pp. 5546 - 5559.

Di Baldassare, G.; Schumann, G.; Bates, P. (2009). "Near real time satellite imagery to support and verify timely flood modelling". *Hydrological Processes*, Vol. 23, pp. 779 – 803.

Di Baldassare, G.; Claps, P. (2011). "A hydraulic study on the applicability of flood rating curves". *Hydrology Research*, Vol. 42, No. 1, pp. 10 – 19.

Dingman, S. L. (2009). *Fluvial hydraulics*. New York: Oxford University Press.

Domeneghetti, A.; Castellarin, A.; Brath, A. (2012). "Assessing rating-curve uncertainty and its effects on hydraulic model calibration". *Hydrology and Earth System Sciences*. No. 16, pp. 1191 – 1202.

Dymond, J. R.; Christian, R. (1982). "Accuracy of discharge determined from a rating curve". *Hydrological Sciences Journal*, Vol. 27, No. 4, pp. 493 – 504.

Mosley, M. P.; McKerchar, A. I. (1992). *Streamflow: Chap. 8. Handbook of Hydrology*. McGraw-Hill Inc: New York.

Oliveira, F.A.; Pereira, T.S.R.; Soares, A.K.; Formiga, K.T.M. (2016). "Uso de modelo hidrodinâmico para determinação da vazão a partir de medições de nível". *Revista Brasileira de Recursos Hídricos.* Vol. 21, No. 4, pp. 707 – 718.

Pappenberger, F.; Matgen, P.; Beven, K.; Henry, J-B.; Pfister, L.; Fraipont de, P. (2006). "Influence of uncertain boundary conditions and model structure on flood inundation predictions". *Water Resources*. Vol. 29, pp. 1430 – 1449.

USACE-HEC. (2016). *HEC-RAS River Analysis System Hydraulic Reference Manual*, Version 5.0. Brummer, G. W.: U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center.

Westerberg, I.; Guerrero, J. –L.; Seibert, J.; Beven, K. B.; Halldin, S. (2010). "Stage-discharge uncertainty derived with a non-stationary rating curve in the Choluteca Rives, Honduras". *Hydrological Processes.* No. 25, pp. 603 – 613.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

METODOLOGÍA PARA LA SIMILITUD HIDROLÓGICA EN CUENCAS HERMANAS, CASO BOSQUE LA PRIMAVERA, MÉXICO

María del Mar Navarro Farfán[1], Sonia Tatiana Sánchez Quispe[2], Mario Alberto Hernández Hernández[3], Julio Cardiel Díaz[4], Marco Antonio Martínez Cinco[5]

(1)(2)(3)(4)(5) Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Av. Francisco J. Mújica S/N, Morelia, México.
(1) mar.farfan@hotmail.com.

RESUMEN:

La falta de información hidrológica en cuencas de interés, condiciona su análisis y estudio. Por ello, la similitud hidrológica es una alternativa para solucionar dicha problemática; sin embargo, esto es posible solo en algunos casos. Así, es conveniente realizar pruebas de independencia y persistencia en las estaciones hidrométricas con el objetivo de determinar si es adecuado realizar la similitud.

Se analiza la serie de volúmenes de escurrimiento visualmente, determinando la tendencia de la serie o la existencia de saltos, los cuales representan una modificación en el sistema.

Una vez que se determinan las estaciones a utilizar, se obtienen características físicas y geomorfológicas que son utilizadas para obtener un factor adimensional que relacione una cuenca (con serie de gastos) con otra (que no cuente con información), y así, poder generar series de gastos en zonas sin información.

ABSTRACT:

The absence of hydrological information in basins of interest conditions their analysis and study. Therefore, hydrological similarity is an alternative to solve this problem; however, this is only possible in some cases. Thus, it's convenient to do independence and persistence tests in the hydrometric stations in order to determine if it's appropriate to perform the similarity.

The series of runoff volumes is analyzed visually, determining the trend of the series or the existence of jumps, which represent a modification in the system.

Once the stations to be used are determined, physical and geomorphological characteristics are obtained and used to obtain a non-dimensional factor that relates one basin (with a series of flowage) with another (without information), and thus, be able to generate series of flowage in areas without information.

PALABRAS CLAVES: *similitud hidrológica; escasez de información; transporte de información*

INTRODUCCIÓN

Los procesos hidrológicos involucrados en la transformación lluvia-caudal han sido ampliamente estudiados para desarrollo del conocimiento de los procesos reales que son ciertamente complejos, los cuales involucran gran cantidad de mecanismos y en general se simulan mediante modelos que contemplan distintos grados de aproximación a la dinámica física del mecanismo (Riccardi, 1997); para estos modelos se deben considerar la gestión de datos.

Para poder realizar una modelación matemática, con el fin de obtener el recurso hídrico superficial disponible en una zona en específico, es necesario tener el periodo de datos con los cuales vamos a realizar dicha simulación; toda esta información se obtiene de las estaciones hidrométricas y meteorológicas existentes, por lo que nos encontramos con una limitante importante, ya que en muchas ocasiones los datos son inexistentes debido a que gran parte de las series hidrométricas que se tienen en el país, muestran errores en la medición de gasto o bien, años sin mediciones; aunado a esto, es imperativo recalcar que estas simulaciones matemáticas enfocadas para la obtención del recurso hídrico superficial, deben realizarse preferentemente en escurrimientos vírgenes o bien, en escurrimientos restituidos a régimen natural.

En México, se tiene una deficiencia importante en los datos tanto meteorológicos como hidrométricos; estos últimos no se consideran al momento de realizar pruebas de consistencia y persistencia para poder utilizarse en modelaciones matemáticas debido a la falta de información, ya que para la mayoría de las pruebas, se requieren series continuas de gastos.

Ante ello, nos vemos en la necesidad de determinar el estado en el que se encuentran dichas series, mediante una serie de estudios propuestos, con lo cual puede lograrse un manejo adecuado de la información; disminuyendo aún más la información con la que se cuenta y complicando el estudio de las mismas; un proceso complejo y difícil de realizar en México debido a la escasez de datos es la restitución a régimen natural de las estaciones hidrométricas, por lo cual debemos de realizar procesos más simples, con lo cual podamos transportar información de una cuenca a otra, como lo es la similitud hidrológica.

En muchos casos, las cuencas de simulación que se requieren, no cuentan con una estación hidrométrica con la cual puedan ser comparados los resultados; por ello, si se requiere conocer el volumen de escurrimiento en un punto en específico, es importante considerar la generación de series sintéticas, lo cual puede obtenerse por medio de la similitud hidrológica. En este caso en particular, se consideran las cuencas hermanas que nos ayudan a obtener los volúmenes de escurrimiento en cuencas donde no se tienen registros, basándonos en las características geomorfológicas que tenga una cuenca respecto a otra, así como su ubicación espacial.

La estimación de escurrimiento mensual en cuencas sin aforos es en realidad un problema bastante frecuente, ya que la red hidrométrica además de ser escasa, no ha sido planteada para cubrir las necesidades inmediatas y mucho menos las de largo plazo que plantea la estimación y el aprovechamiento de los recursos hidráulicos. Por ello desde hace décadas se han propuesto diversos métodos empíricos de estimación, los cuales únicamente han probado que no son realmente aplicables en todos los casos (universales) y que muchas veces han conducido a errores graves de cuantificación, con las consecuencias negativas que esto origina (Campos Aranda, 2007).

En este caso en particular, la zona de estudio es el bosque La Primavera, con una extensión de 40 mil hectáreas, de las cuales 30 mil 500 forman parte del Área de Protección de Flora y Fauna La Primavera (APFFLP), es decir, que esta zona es una zona poco estudiada y así mismo, no cuenta con estaciones hidrométricas dentro de su periferia, por lo que para poder obtener los registros hidrométricas de la zona es necesario trasladar la información de cuencas vecinas que si cuenten con un registro de datos adecuado.

METODOLOGÍA

La metodología de este proyecto se divide en dos partes importantes; la primera es aquella donde se determina la utilidad de una estación hidrométrica y la segunda, es la obtención de parámetros de las cuencas a régimen natural para poder considerar cuáles cuencas pueden suponerse como hermanas, por medio de las cuales podremos realizar la similitud hidrológica.

Como primer punto, se debe considerar que las estaciones con las cuales se va a trabajar deben generar cuencas de cabecera, es decir que estén al final de un cauce, por lo que es necesario ubicarlas espacialmente por medio de un sistema de información geográfica; con base a esto, para determinar si una estación hidrométrica puede ser utilizada, es necesario saber el periodo histórico que representa, en este caso, la parte más importante es considerar los años consecutivos en estudio que se tienen, estos datos se descargan de la base de datos del Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales (BANDAS, 2018), así mismo, se debe considerar que para poder realizar la pruebas necesarias a las estaciones hidrométricas, las estaciones deben encontrarse a régimen natural (no alterado).

Una vez que se tiene la serie de datos en estudio, se realizan las pruebas de consistencia en las estaciones; para homogeneidad: Helmert y Secuencias; además, la persistencia se obtiene por medio de un correlograma y los límites de Anderson (Campos Aranda, 2007); el proceso de consistencia en los datos, permite identificar estaciones con información aceptable, y es utilizada con la finalidad de validar la información hidrométrica o de rechazar la información de la estación analizada (Salas, Delleur, Yevjevich, & Lane, 1980).

Es relevante realizar un análisis cualitativo de las estaciones hidrométricas, en el cual se distingan aquellas que son útiles por medio de una revisión visual, con lo cual se pueden distinguir valores extremos y puntos inusuales en las series de escurrimiento, estos valores pueden ser comparados con los registros de la estación meteorológica más cercana, para poder determinar su validez y así mismo conocer la relación que existe entre las series hidrométricas y meteorológicas (CICESE, 2018), en otro sentido, también es importante considerar que si dentro de las mediciones se encuentra una anomalía que se sabe cómo inexistente, puede eliminarse para mejorar las series de datos.

Con esta revisión visual, también se debe tomar en cuenta la tendencia que tiene la serie histórica (Campos Aranda, 2007), donde podemos determinar características en la serie, como saltos, periodicidad y/o la supuesta existencia de obras de toma, entre otros, los cuales pueden determinar desde que punto una estación dejó de encontrarse a régimen natural y paso a encontrarse en régimen alterado.

Una vez que se tienen las estaciones que se utilizarán en las simulaciones, se deben obtener las características físicas y geomorfológicas en de cada cuenca generada, tales como:

- Área de la cuenca
- Coeficiente de escurrimiento (CONAGUA, 2015)
- Pendiente media de la cuenca
- Precipitación
- Precipitación que escurre

También se hace la consideración según su ubicación hidrográfica, haciendo énfasis en la cuenca y subcuenca en donde se encuentra.

En el presente artículo solo se consideran algunos parámetros que pueden ser utilizados, sin embargo, pueden considerarse los que se crean convenientes (más o menos de los que se presentan) considerando la información base que se tiene en la zona en estudio.

Con base a de todas estas características, podemos determinar la similitud que presentan entre ellas, lo cual nos da la pauta para realizar las consideraciones necesarias para compararlas y nombrarlas como hermanas, este proceso se logra al ponderar cada particularidad considerada.

Coeficiente de escurrimiento

Para obtener el coeficiente de escurrimiento, se debe conocer el valor de K, que se obtiene en función del tipo y uso del suelo, por lo que, se debe clasificar el área de la cuenca en tres diferentes tipos de suelo, como son A (permeables), B (medianamente permeables) y C (suelos casi impermeables), los cuales se especifican en la tabla 1; generalmente se tiene que en una misma cuenca se encuentran diferentes tipos y usos de suelo, por lo que el valor de K se calcula como la resultan de de subdividir la cuenca en zonas homogéneas y obtener el promedio ponderado de todas ellas (CONAGUA, 2015).

Tabla 1.- Valor de K para los diferentes tipos y usos de suelo.

Uso de Suelo	Tipo de Suelo		
	A	B	C
Barbecho, áreas incultas y desnudas	0.26	0.28	0.30
Cultivos:			
En Hilera	0.24	0.27	0.30
Legumbres o rotación de pradera	0.24	0.27	0.30
Granos pequeños	0.24	0.27	0.30
Pastizal:			
% del suelo cubierto o pastoreo			
Más del 75% -Poco-	0.14	0.20	0.28
Del 50 al 75% -Regular-	0.20	0.24	0.30
Menos del 50% -Excesivo-	0.24	0.28	0.30
Bosque:			
Cubierto más del 75%	0.07	0.16	0.24
Cubierto del 50 al 75%	0.12	0.22	0.26
Cubierto del 25 al 50%	0.17	0.26	0.28
Cubierto menos del 25%	0.22	0.28	0.30
Zonas Urbanas	0.26	0.29	0.32
Caminos	0.27	0.30	0.33
Pradera Permanente	0.18	0.24	0.30

Una vez que se obtiene el coeficiente K, y, con base al valor del mismo, se obtiene el coeficiente de escurrimiento anual Ce, el cual se encuentra en función de la precipitación media anual (P) en la zona, mediante las fórmulas (1 y 2 (CONAGUA, 2015)) siguientes:

Si $K \leq 0.15$ $$Ce = \frac{K(P-250)}{2000} \quad [1]$$

Si K > 0.15 $$Ce = \frac{K(P-250)}{2000} + \frac{K-0.15}{1.5}$$ [2]

Considerando que las fórmulas anteriores se consideran válidas para valores de precipitación media anual entre 350 y 2150 mm (CONAGUA, 2015).

Pendiente media de la cuenca

La pendiente media controla la velocidad con que se dará la escorrentía superficial en dicha cuenca, en este caso, se obtuvo a través del Sistema de Información Geográfica ArcGis 10.3; el cual calcula la tasa máxima de cambio del valor de esa celda a sus vecinas. Básicamente, el cambio máximo en la elevación sobre la distancia entre la celda y sus ocho vecinas (figura 1) identifica el descenso cuesta abajo más empinado desde la celda, otorgando un valor único para cada celda (0); por último, se realiza un promedio de todas las celdas de la cuenca, con lo que se obtiene el valor medio de la pendiente para toda la cuenca.

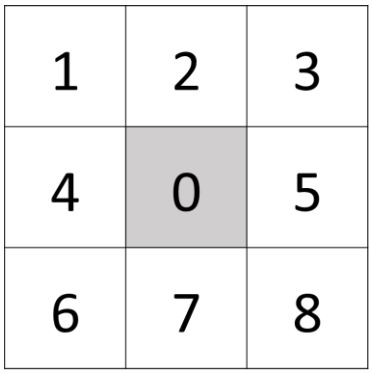


Figura 1.- Diagrama de distribución de celdas para obtener el valor de la pendiente en la celda central (0) a partir de las celdas adyacentes (1 -8).

Precipitación que escurre

Para la obtención de la precipitación que escurre (Pe) en la cuenca, se necesita conocer la precipitación media anual dentro de la misma y el coeficiente de escurrimiento; con estos datos y aplicando la ecuación 3, se obtiene un valor de Pe único para cada cuenca.

$$Pe = P * Ce$$ [3]

Transporte de información hidrométrica

Este método se basa en la similitud climática y en las características físicas entre cuencas de una misma región geográfica o de una gran cuenca hidrográfica. El caso más simple se presenta cuando el sitio del proyecto está cercano a una estación hidrométrica que se localiza en el mismo cauce, ya sea agua arriba o aguas abajo; entonces el transporte se realiza por medio de la expresión 4 (Campos Aranda, 2007):

$$Vx = F_i Vd$$ [4]

Donde Vx es el volumen escurrido estimado, Vd es el volumen escurrido conocido de la estación hidrométrica y F_i es un factor que se genera de la relación entre datos o características de la cuenca conocidos, como puede ser área, pendiente o coeficiente de escurrimiento.

Es importante recalcar que esta ecuación es recomendable cuando las cuencas no difieren más de un 30 a un 40%; además puede considerarse cuando la estación de aforos no está en el mismo río que se aprovecha, pero se encuentra en la misma cuenca hidrográfica (superior) o bien, son adyacentes, la ecuación anterior aún se considera confiable (Campos Aranda, 2007).

Además, si se requiere obtener un valor de volumen de escurrimiento de alguna cuenca dentro de la misma región hidrológica, pero no en la misma cuenca, esta puede obtenerse agregando tantos factores (Fi) como se requieran.

RESULTADOS

Para el presente artículo, se trabajan con 3 estaciones hidrométricas, las cuales consideraremos como posibles dadoras de información para las cuencas relacionadas con ellas; Como se observa en la figura 2, las cuencas generadas por las estaciones en estudio 12607, 12764 y 12648 se encuentran ubicadas dentro de la subcuenca Chapala en la cuenca del Río Santiago Guadalajara.

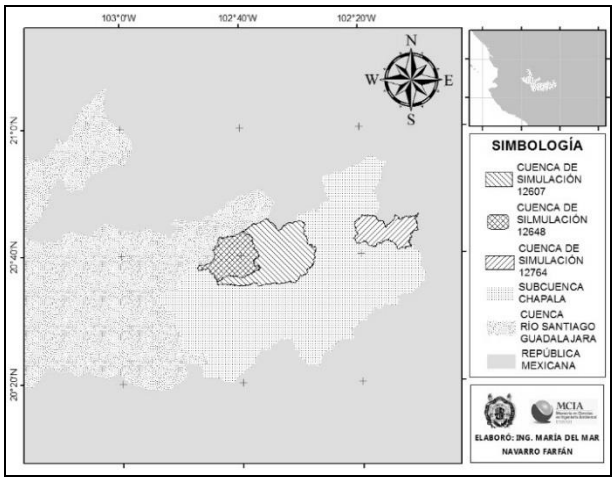


Figura 2.- Mapa de localización de las cuencas en estudio.

Sin embargo, aunque pertenezcan a la misma región hidrológica, las estaciones no tienen las mismas características y la cuenca de simulación que pertenece a la estación hidrométrica 12648 no puede ser utilizada, debido a que el año hidrológico se presenta de forma inversa (figura 3). Así mismo, en la tabla 2, podemos observar que dicha estación es persistente pero no es homogénea, por lo que al revisar la figura 3, se observa como en los meses pertenecientes a la época de lluvias (mayo – noviembre) los volúmenes de escurrimiento en la estación se encuentran por debajo de la media.

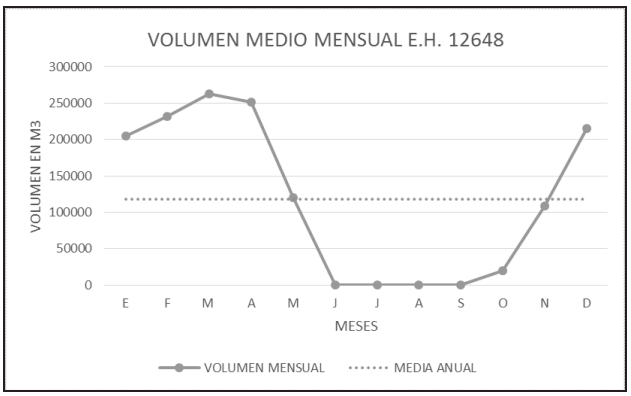


Figura 3.- Volumen medio mensual de la estación hidrométrica 12648.

Tabla 2.- Resultado de las pruebas de consistencia en las estaciones hidrométricas.

Estación	**Resultado de las pruebas**	
12607	Homogénea	No Persistente
12648	No Homogénea	Persistente
12764	Homogénea	Persistente

En otro sentido, la cuenca 12764 pasó de ser no persistente a persistente debido a un valor extremo que fue removido y ahora su volumen medio anual tiene una tendencia adecuada (figura 4) y la estación 12607 (figura 5), aunque se considera preferible que una estación sea persistente, puede ser utilizada aunque no lo sea debido a la cantidad de datos con los que cuenta, sin embargo, debemos de tomar en consideración su estado.

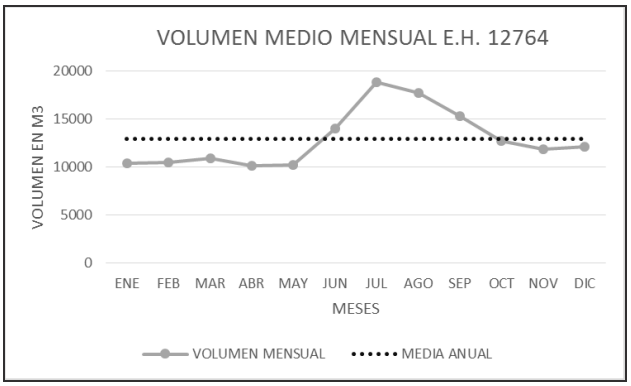


Figura 4.- Volumen medio mensual de la estación hidrométrica 12764.

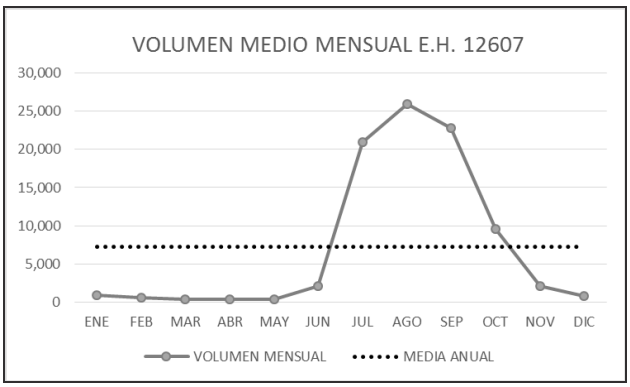


Figura 5.- Volumen medio mensual de la estación hidrométrica 12607.

En la tabla 3, se observan las características geomorfológicas de las cuencas generadas por las estaciones 12607 y 12764, donde podemos determinar que son hermanas, debido a que la información con la que cuentan es similar y no difieren de más allá del 40%; por otra parte, en la tabla 4, observamos que las estaciones se encuentran en la misma región hidrológica, sub región hidrológica, cuenca y subcuenca hidrográfica, con lo cual, de ser necesario, se puede realizar un traslado de información automático, utilizando únicamente el área de la cuenca, que se presenta en la tabla 5.

Tabla 3.- Características geomorfológicas de las cuencas 12607 y 12764.

ESTACIÓN HIDROMÉTRICA	K	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO	PENDIENTE (grados)	PRECIPITACIÓN (mm)	PRECIPITACIÓN QUE ESCURRE (mm)
12764	0.298	0.221	2.774	1072.86	237.26
12607	0.284	0.182	4.310	903.25	164.08

Tabla 4.- Ubicación hidrográfica de las cuencas 12607 y 12764.

ESTACIÓN HIDROMÉTRICA	SUBREGIÓN HIDROLÓGICA	REGIÓN HIDROLÓGICA	SUBCUENCA	CUENCA
12764	BAJO LERMA	LERMA SANTIAGO	CHAPALA	RIO SANTIAGO-GUADALAJARA
12607	BAJO LERMA	LERMA SANTIAGO	CHAPALA	RIO SANTIAGO-GUADALAJARA

Tabla 5.- Áreas y volumen medio anual de las cuencas 12607 y 12764.

ESTACIÓN HIDROMÉTRICA	ÁREA (km^2)	VOLUMEN MEDIO ANUAL (m^3)
12764	126.14	154640
12607	299.21	86881

En este trabajo, se conocen los volúmenes medios de las estaciones 12764 y 12607, por lo que al determinar que existe similitud entre ambas, se obtiene el valor de escurrimiento medio para la cuenca 16007 por medio de la ecuación 4, el cual será comparado con el escurrimiento medio medido en la misma cuenca, para poder determinar que parámetro (Fi) arroja mejores resultados los cuales se expresan en la tabla 6, con lo que podemos determinar que la ecuación 4 funciona mejor (en este caso en especial) para el factor F_i obtenido de los datos de pendiente.

Tabla 6.- Comparación entre los resultados de la similitud.

FACTOR	VOLUMEN MEDIO ANUAL OBTENIDO (m^3)	ERROR EN %
A	65190	-24.97
Ce	99541	14.57
S	188258	116.68
A * Ce * S	51085	-41.20

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BANDAS. (2018). Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales. Obtenido de Conagua: http://www.conagua.gob.mx/conagua07 /contenido/documentos/portada%20bandas.htm

Campos Aranda, D. F. (2007). *Estimación y Aprovechamiento del Escurrimiento*. México: UNAM.

CICESE. (2018). CLICOM. Obtenido de Base de Datos Climatológica Nacional: http://clicom-mex.cicese.mx/mapa.html

CONAGUA. (27 de Marzo de 2015). Norma Oficial Mexicana NOM-011-CONAGUA-2015. "Conservación del recurso agua, que establece las especificaciones y el método para determinar la disponibilidad media anual de las aguas nacionales". D.F., México: Diario Oficial de la Federación.

Riccardi, G. (1997). "La transformación lluvia-caudal en ambientes rurales y urbanos. Los procesos hidrológicos y el modelado. Rosario, Argentina: Cuadernos de Curiham".

Salas, J. D., Delleur, J. W., Yevjevich, V., & Lane, W. L. (1980). *Applied Modeling of Hydrologic Time Series*. Colorado: Water Resources Publications.

IAHR AIIH
XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

PROPUESTA DE UNA METODOLOGÍA DE ANÁLISIS DISTRIBUIDO DE LAS NECESIDADES HÍDRICAS PARA EL CULTIVO DE LA CAÑA DE AZÚCAR EN EL VALLE DEL CAUCA

Arias Arias,Y. *, Zambrano Nájera, J. **
**Estudiante Maestría en Ingeniería – Recursos Hidráulicos Universidad Nacional de Colombia, yoarias@ingeniomayaguez.com*
***Profesora Asociada Universidad Nacional de Colombia, Departamento de Ingeniería Civil, jdzambranona@unal.edu.co*

RESUMEN

En los últimos años debido al aumento de la demanda y las repercusiones del cambio climático, se ha incrementado la falta de disponibilidad de agua y en periodos secos intensos existen zonas en las cuales no se alcanzan a cubrir las necesidades hídricas del cultivo de la caña de azúcar en el Valle del Cauca (Colombia). Dicha disponibilidad depende en gran medida del riego complementario, ya que las precipitaciones no alcanzan a abastecer las necesidades de agua del cultivo durante los periodos secos. El objetivo de esta investigación es desarrollar una herramienta que permita calcular la demanda de agua de forma espacial y semanal, de manera que se pueda realizar un cálculo de demanda regional más real. La herramienta fue desarrollada en matlab y permite realizar balances hídricos a nivel predial para el periodo de análisis que se requiera, en este caso semanal. Se realizó el análisis del impacto en la demanda de la mejora del riego, por medio de un análisis de sensibilidad de esta, lo que permite concluir que una mejor gestión sobre la eficiencia del riego puede ser parte de la solución para abastecimiento de la demanda para riego, priorizando en el análisis los demás usos entre ellos doméstico, ambiental, industrial que se encuentran en la cuenca y que son de vital importancia social y ambiental.

Palabras clave: Eficiencia de riego, balance hídrico, planificación de recurso hídrico, caña de azúcar, oferta y demanda hídrica

ABSTRACT

In recent years due to the increase in demand and climate changes, the lack of water availability has increased and during dry periods there are areas where water needs for sugar cane irrigation crop were not covered in the Valle del Cauca (Colombia). This water availability depends to a large extent on the complementary surface irrigation, since precipitations are not enough to supply crop water needs. The objective of this research is to develop a tool to calculate the water demand in a spatial and weekly way, thus a more realistic regional demand calculation can be made. The tool was developed in matlab and allows water balances at the farm level for the period of analysis required, in this case weekly. The analysis of the impact on the demand for irrigation improvement was carried out, which allows us to conclude that a better management on irrigation efficiency can be part of the solution to supply the demand for irrigation, prioritizing in the analysis the other uses among them domestic, environmental, industrial that are in the basin and that are of vital social and environmental importance.

Keywords: Irrigation, water balance, water resource planning, sugar cane, water offer and demand.

INTRODUCCIÓN

En el Departamento del Valle del Cauca (Figura 1), Colombia se vienen presentando conflictos por el uso del agua desde hace algunos años. Estos se atribuyen al incremento de la demanda, a la disminución de la oferta hídrica superficial y a la falta de gobernabilidad. A su vez los incrementos en la demanda se presentan porque los cultivos existentes en el Valle tienen requerimientos de riego suplementarios, y porque otros usos como el doméstico superan las proyecciones de planificación.

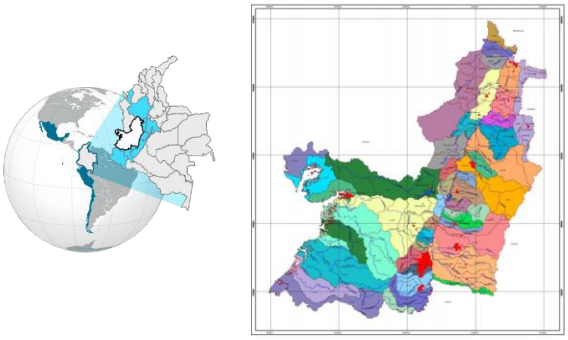


Figura 1.- Cuencas del Valle del Cauca (CVC, 2013)

Con respecto a la demanda el área sembrada en caña de azúcar pasó de 140 mil hectáreas en 1990 a 238 mil hectáreas en 2016 (Asocaña, 2017) y se ha detectado que las precipitaciones no son suficientes para cubrir las necesidades de agua de la planta, por lo que el riego se ha tomado como práctica habitual en el 95% del área cultivada en el Valle del Cauca (Torres, 2004).

Adicionalmente a los incrementos de la demanda, la oferta se ha visto reducida principalmente en los períodos secos del fenómeno del Niño que cada vez han sido más prolongados y con precipitaciones con tendencia a disminuir. En el Valle del Cauca las fuentes de abastecimiento están constituidas principalmente por el río Cauca, sus tributarios y por pozos de aguas subterráneas, sobre las cuales en los últimos años se han producido conflictos por el uso de agua debido a las grandes presiones hídricas. También se ha constatado que los sistemas de planificación son muy débiles ya que, aunque se han realizado estudios diagnósticos como el estudio de balances de agua por cuenca y reglamentaciones de corrientes, por parte de la Autoridad Ambiental, Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca CVC, no se han planteado soluciones definitivas con lo que la situación se ha visto agravada.

Por estas razones, este trabajo realiza un análisis espacio-temporal para determinar la variabilidad de los requerimientos hídricos de la planta, así como de las necesidades de riego, según la variabilidad climática de la zona.

La situación en que se encuentran las cuencas del Valle del Cauca no es una problemática nueva, ya que se ha venido presentado en otras cuencas en el mundo, como explican (Falkenmark & Molden, 2008): “Conforme se desarrollan las sociedades, los recursos hídricos de las cuencas hidrográficas se usan cada vez más, para fines agrícolas, domésticos e industriales trayendo como consecuencia, la reducción de la capacidad para cumplir con las crecientes demandas de diversos sectores e intereses”. Las sociedades pueden adaptarse a esto de diversas maneras: con reasignación de agua, gestión de la demanda o transferencias entre cuencas como el principal medio de tratar con el problema. Sin embargo, existen las medidas de "solución rápida", como la explotación de aguas subterráneas, superficiales mal planificada, o reasignación injusta de agua a los usuarios, trayendo como consecuencia sobre explotación de las aguas subterráneas, dejando un limitado o nulo caudal ambiental. Ejemplo de estos casos son los ríos Colorado (U.S.A), Amarillo (China), cuencas del rio Jordán (Israel), el río Murray-Darling en Australia y el río Indo en la India y Pakistán.

Efectivamente estas soluciones rápidas que también se presentan en la región, son las que se deben evitar y la propuesta de este trabajo es realizar un análisis de posibles alternativas para una zona crítica (cuenca del río Bolo), para esto se desarrolló una herramienta que permite realizar un

análisis distribuido de las necesidades hídricas para el cultivo de la caña de azúcar y hacer un análisis de posibles soluciones para el abastecimiento de agua para esta región.

MATERIALES Y MÉTODOS

Área de estudio

El estudio se realiza en las cuencas ubicadas en la margen derecha del río Cauca en el Valle del Cauca, Colombia. El departamento se encuentra ubicado al Suroccidente del territorio colombiano, formando así parte de las regiones Andina y Pacífica, contando con una superficie de 22.140 km^2, presenta una hidrografía de numerosas corrientes que están conformadas en dos vertientes que son: la del Pacífico y la del río Cauca. En las partes planas del río Cauca se encuentran la mayoría de los cultivos de caña de azúcar y otros cultivos como sorgo, soya, café, plátano, así como ciudades medianas, pueblos y corregimientos, industrias. Por otra parte, en las partes altas de esta cuenca se encuentra vegetación de páramo.

METODOLOGÍA

Diagnóstico

Inicialmente, se realizó un diagnóstico del balance oferta-demanda de las cuencas de la margen derecha del río Cauca realizadas de manera agregada, así mismo se evaluaron los planes de ordenamiento de cuenca y la reglamentación de corriente que es el procedimiento mediante el cual se distribuye su aprovechamiento de agua, teniendo en cuenta las características biofísicas, sociales y económicas de su zona de influencia, además de las condiciones actuales y futuras de la oferta y manejo del agua.

Cálculo de la demanda agrícola

La demanda agrícola se calculó siguiendo la metodología esquematizada en la **Figura 2**, se calcula de forma espacial para cada hectárea del cultivo.

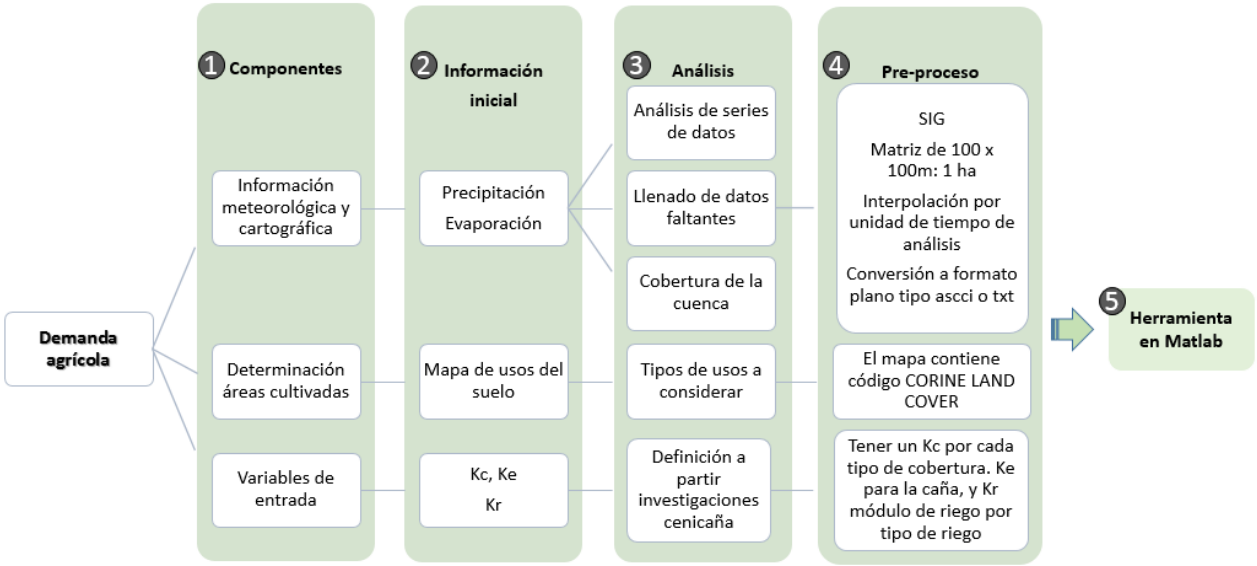


Figura 2.- Esquema de metodología planteada para demanda agrícola

La demanda de caña de azúcar se calculó de forma espacial aplicando la ecuación 1 (IDEAM, 2015) en cada hectárea cultivada. Para esto, primero se obtuvo el uso agrícola con la información de los mapas de Cobertura y uso del suelo, obtenidos de la CVC, en resolución 100x100 m. Adicionalmente, se requieren mapas de Precipitación y Evapotranspiración semanal.

$$Da = \sum_{d=1}^{df} \frac{\left[(KcxEtp) - \frac{(Pxke)}{100}\right]}{Kr} xA \qquad [1]$$

Donde

Da: requerimiento de agua del cultivo (m^3/ha).
10: es el factor que aplica para convertir a m^3/ha
lp: duración del periodo de crecimiento
Kc: coeficiente cultivo
ETp: evapotranspiración de referencia potencial
P: precipitación en mm
Ke: coeficiente de escorrentía
Kr: coeficiente de eficiencia de riego

Información inicial y análisis

Para la información de precipitación y evapotranspiración fueron usadas 7 estaciones, las cuales fueron adquiridas a través de Cenicaña (Centro de investigación de la caña de azúcar) y CVC. Se realizó un control de la calidad de las series utilizadas y se hizo llenado de datos faltantes utilizando el software Suemulador (Chica, 2014) basado en las cadenas de Markov.

El coeficiente del cultivo de caña de azúcar (Kc), se obtuvo a partir de reportes de experimentos realizados por Cenicaña (Cruz Valderrama, 2015), los que indican que, en condiciones ambientales del Valle del Cauca, la caña de azúcar puede desarrollar valores según la edad que van desde 0.3 hasta 0.8.

La eficiencia de riego (Kr), en el sector azucarero de Colombia presenta estos rangos: 40-60% para aplicación de riego por surcos, 60-80% para aspersión con cañones. Adicionalmente, el volumen de agua para el riego por surcos promedio para el sector es de 1300 m^3/ha (Cruz Valderrama, 2015). Los métodos de riego por surcos y de riego por aspersión con cañones son los más usados en el cultivo de la caña de azúcar de la región. El primero se utiliza en el 79% del área y el segundo en el 21% (Cruz Valderrama, 2015).

El coeficiente para determinar precipitación efectiva en el cultivo de la caña de azúcar (Ke) es alrededor del 80% en precipitaciones entre el 1-12 mm y del 90% en precipitaciones superiores al 12mm (Cruz Valderrama, 2015). Se asume para el cálculo de la demanda un 85% de precipitación efectiva.

Preproceso

La información de precipitación y evaporación fue representada espacialmente, en ArcGis de forma semanal obteniendo 52 mapas de cada variable climática, por el método interpolación mediante distancia inversa ponderada IDW, que determina los valores de celda a través de una combinación ponderada linealmente de un conjunto de estaciones.

Para generar los mapas de edad de la caña, que modifica la variable Kc se adjudicó un atributo por polígono según la distribución teórica de edad de la caña como se puede observar en la Figura 3.

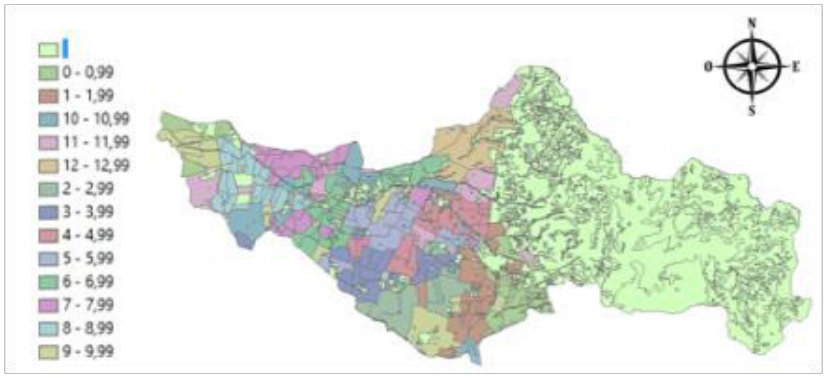


Figura 3. -Distribución espacial de área por edad

Para espacializar los datos de Kr se adjudicó un atributo según los porcentajes de área de cada sistema de riego (ver **Figura 4**).

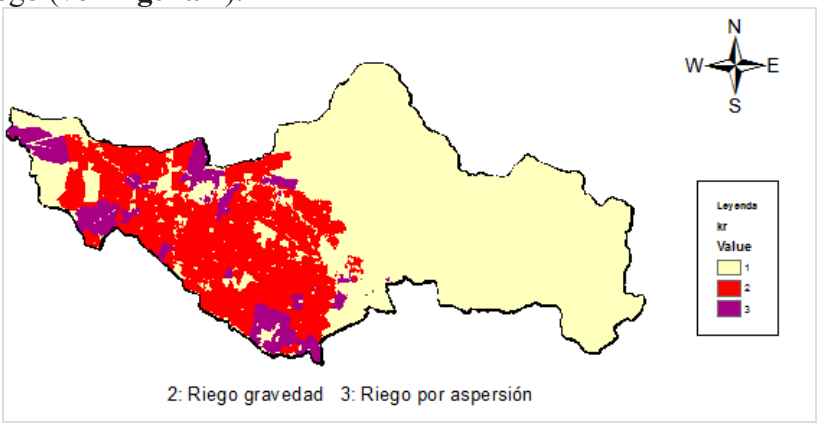


Figura 4. Distribución espacial simulado sistemas eficiencia de sistemas de riego

Herramienta en Matlab

Finalmente, se diseñó en Matlab (una herramienta de cálculo de la demanda, para las 52 semanas del año con datos medios, utilizando los mapas antes citados (en forma de matrices en ascci). El programa realiza automáticamente el cálculo indicado en la ecuación 1, celda por celda lo que corresponde a una hectárea, a partir del cual se obtienen salidas gráficas de demanda en cada semana y se genera un archivo de la sumatoria de las demandas por tipo de cultivo (en este caso caña de azúcar) y por periodos.

Análisis de sensibilidad

Se construyeron tres escenarios de eficiencias de riego, para evaluar su impacto sobre los requerimientos de agua en el cultivo de la siguiente manera:

Tabla 1.- Escenarios simulados para diferentes áreas con eficiencia de riego

Escenarios	**ESCENARIO 1**		**ESCENARIO 2**		**ESCENARIO 3**	
Área según eficiencia de riego	**Área bajo riego**	**Eficiencia**	**Área bajo riego**	**Eficiencia**	**Área bajo riego**	**Eficiencia**
Riego por aspersión	4027	0.70	4027	0.70		
Sistemas de riegos tecnificados	0	0	4821	0.81	19405	0.81
Riego por surcos	15378	0.50	10557	0.50	0	0
Área Total	19405		19405		19405	

RESULTADOS

Diagnóstico

Como se puede observar en la **Figura 5** y la **Figura 6** el uso del suelo del río Bolo indica que el 46% del área de la cuenca se encuentra en cultivos de caña de azúcar, como el cultivo requiere riego para su establecimiento representa la demanda de agua predominante en la cuenca, por tanto el análisis del estudio se enfocó en la demanda de caña de azúcar.

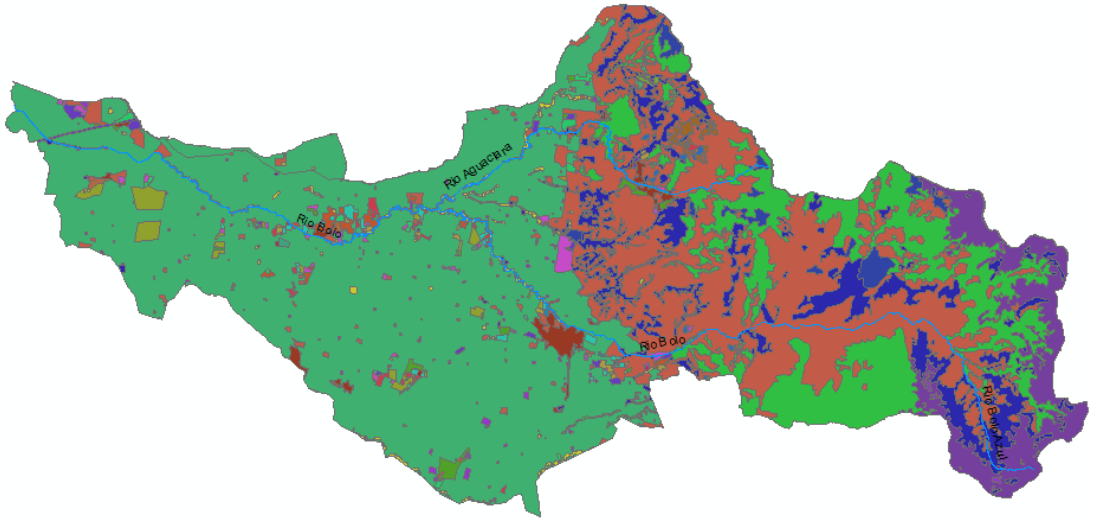


Figura 5.- Plano de uso del suelo cuenca río Bolo

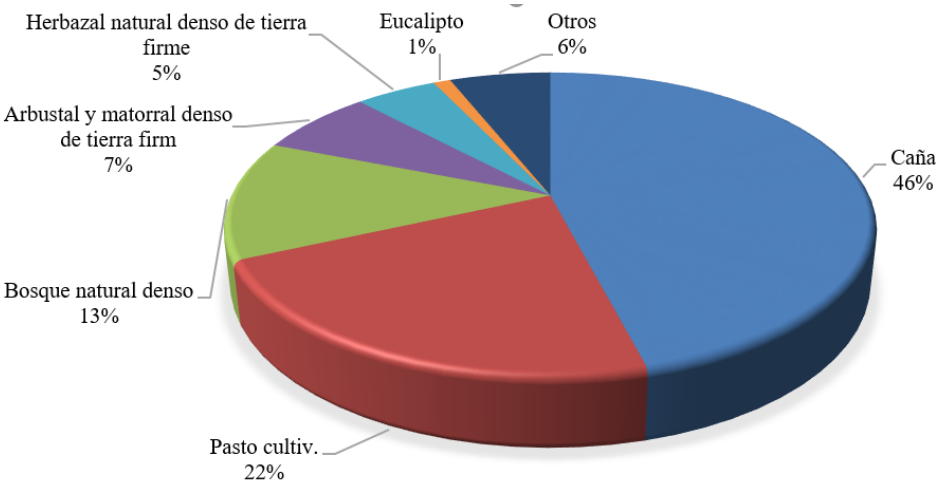


Figura 6. - Porcentaje uso del suelo cuenca río Bolo

Para realizar el cálculo de demanda primero se obtuvo el uso agrícola con la información de los mapas de cobertura y uso del suelo obtenidos en resolución 100 x 100m. Adicionalmente, se requieren mapas de precipitación y evapotranspiración semanal obtenidos mediante la red de estaciones hidrometeorológicas de la CVC y Cenicaña.

Con la información secundaria se estableció que la cuenca del río Bolo, se encuentra entre las zonas que deben tener prioridades de intervención, debido a la baja disponibilidad de agua en periodos secos. La cuenca hidrológica del río Bolo tiene 43.736,52 hectáreas tiene periodos no abastecidos más específicamente los meses de julio y agosto.

La cuenca del río Bolo presenta para el mes de julio el balance negativo más crítico (-69,6 mm) de todas las cuencas analizadas, igual ocurre para el mes de agosto con un balance de -95,9mm (ver ***Figura 7***). Adicionalmente es una de las cuencas con IAU (índice de agua superficial) críticos en la zona (ver ***Tabla 2***).

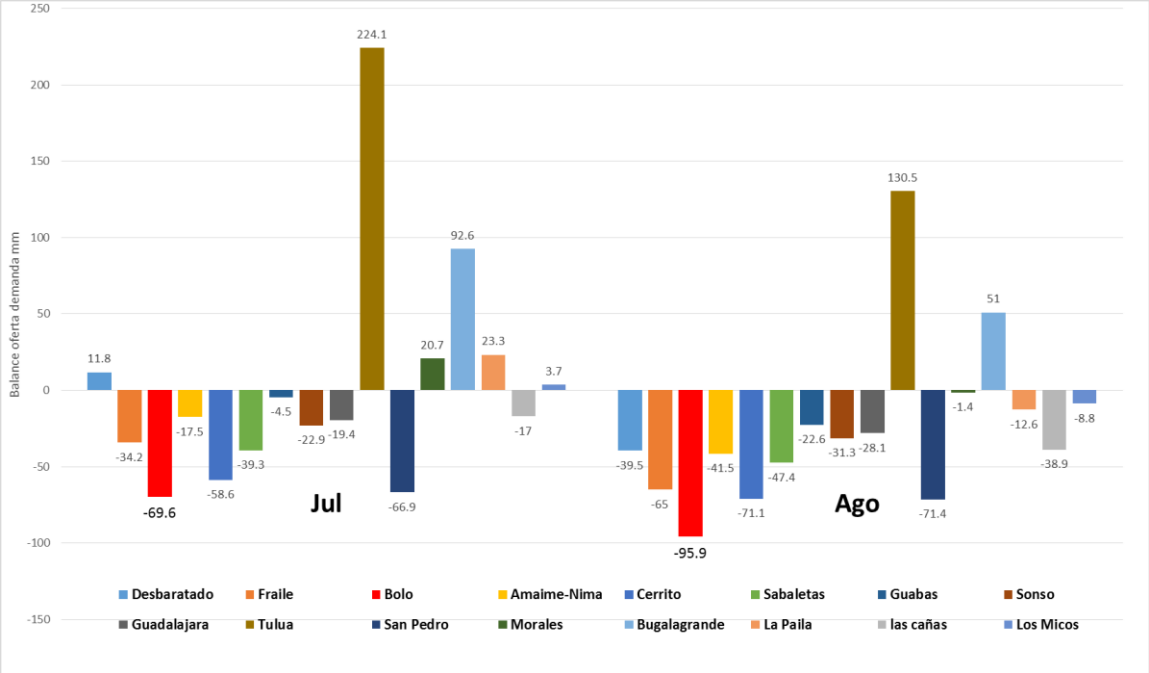


Figura 7.- Balance oferta demanda cuencas analizadas con información secundaria

Tabla 2- Resumen IAU por cuenca

Cuenca	IE (anual) %	Valoración
Las Cañas	425.4	Crítico
El Cerrito	330	
Fraile	165	
Los Micos	142.5	
Obando	132.1	
Sabaletas	131.1	
San Pedro	131	
Bolo	**103.8**	

Cuenca	IE (anual) %	Valoración
Amaime-Nima	78.8	Muy alto
Sonso	73.1	
Desbaratado	69.4	
Guadalajara	56.1	
Guabas	53.1	
Morales	23.7	Alto
La Paila	21.9	
Tuluá	11	Moderado
Bugalagrande	10.5	

Resultados del modelo en matlab

Se trabajó con registros del año 2013 por ser un año neutro no afectado por fenómeno de La Niña o El Niño para ver el comportamiento normal, en la cuenca del río Bolo. Los resultados de la herramienta se encuentran en las salidas gráficas de la figura 8 donde se observa el cambio de comportamiento de los requerimientos de agua al cabo de 10 semanas, las celdas más rojas representan las áreas de mayor demanda de agua mientras las celdas azules muestran las áreas que no tienen requerimiento hídrico o tienen superávit. La variabilidad que se observa en los mapas para cada celda se debe a la generación de precipitación y evaporación con el método IDW, donde cada celda (1 ha) tiene la información de varias estaciones, diferente si hubiera usado el método de polígonos de Thiessen ampliamente utilizado por los agricultores, donde la información espacial por celda es utilizada de una sola estación.

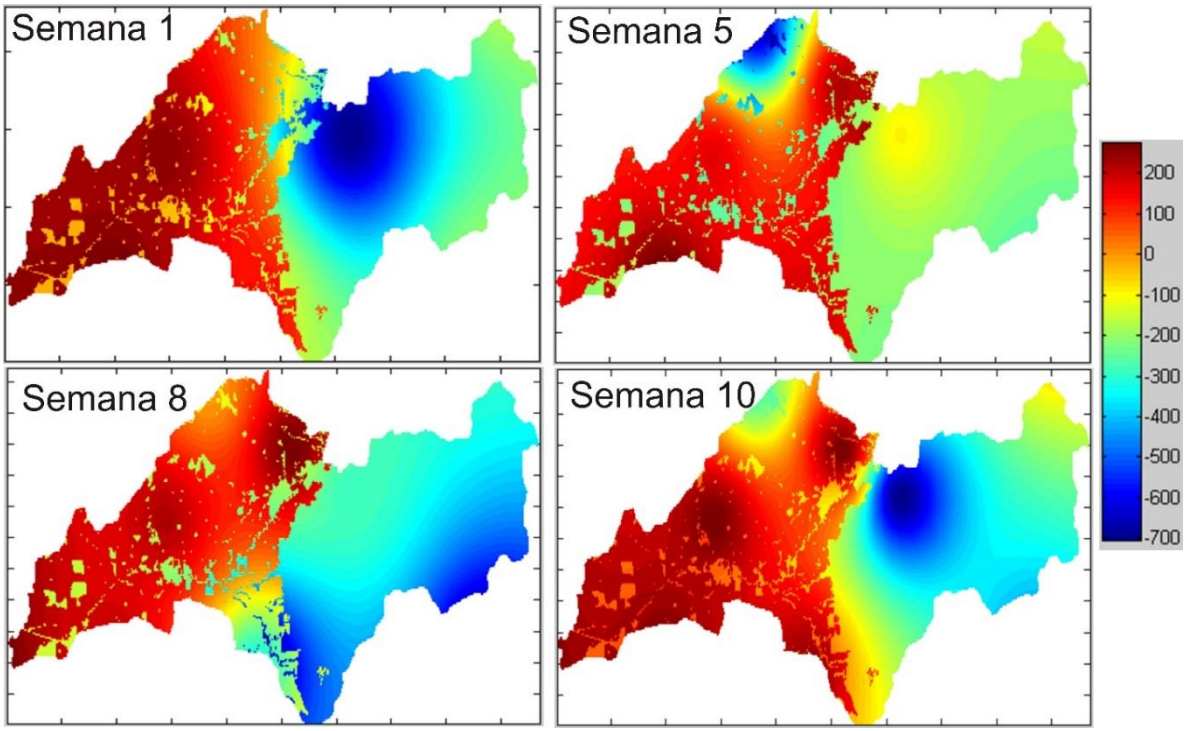
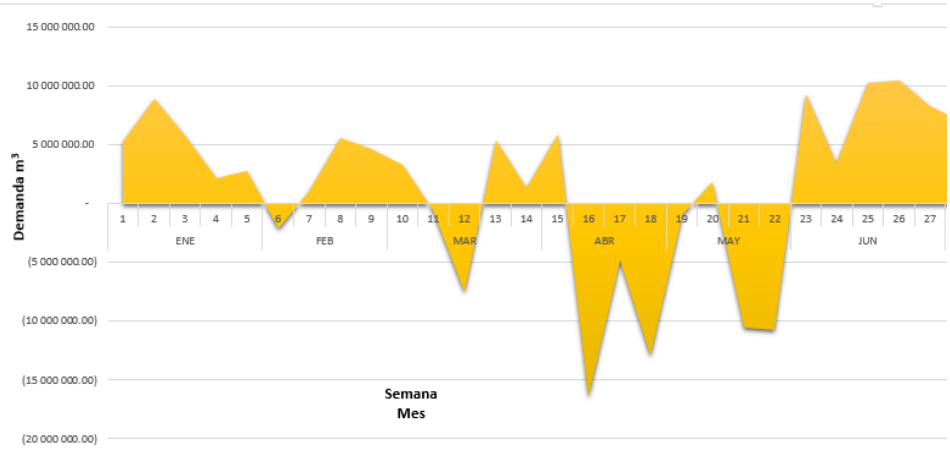


Figura 8. - Resultados gráficos de la herramienta de modelación, para las demandas de caña de azúcar de la zona de estudio para diferentes semanas de análisis

La herramienta calcula la demanda según la ecuación 1, en metros cúbicos (m^3) y arroja un archivo plano que puede trabajarse en SIG o en Excel, que permite realizar cálculos y análisis como la gráfica de la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** (demanda positiva y superávit negativa). En dicha figura se observa la variación mensual y semanal, por ejemplo el mes de marzo, es un mes regularmente lo presentan como mes sin requerimiento de riego, se observa sin embargo que entre las semanas 10 y parte de la semana 11 se tiene requerimiento de riego, así mismo se logra observar este mismo caso en las semanas 42, 45, 46, 50, 51.

Mostrando así que el análisis a escala semanal es más preciso al momento de realizar un análisis de requerimiento de riego, pues la escala mensual puede registrar resultados no apropiados.

ENE					FEB			
1	2	3	4	5	6	7	8	9
5 240 700	8 956 400	5 831 300	2 194 800	2 758 100	-2 150 000	956 470	5 582 900	4 662 800
MAR					ABR			
10	11	12	13	14	15	16	17	18
3 328 900	-520 980	-7 504 800	5 353 400	1 328 100	5 884 100	-16 510 000	-4 859 200	-12 968 000
MAY					JUN			
19	20	21	22	23	24	25	26	27
-1 012 500	1 828 300	-10 586 000	-10 771 000	9 366 300	3 395 800	10 290 000	10 435 000	8 270 400



JUL				AGO				
28	29	30	31	32	33	34	35	36
6 892 900	8 785 800	8 153 500	8 846 300	-2 876 100	1 870 000	9 422 500	7 176 500	10 137 000
SEP				OCT				
37	38	39	40	41	42	43	44	
-157 160	8 949 200	6 421 700	2 535 900	-2 559 100	-8 710 200	3 168 200	-4 886 600	
NOV				DIC				
45	46	47	48	49	50	51	52	
5 911 000	4 129 200	-8 487 600	-919 050	-7 354 400	5 320 100	5 054 600	-6 067 500	

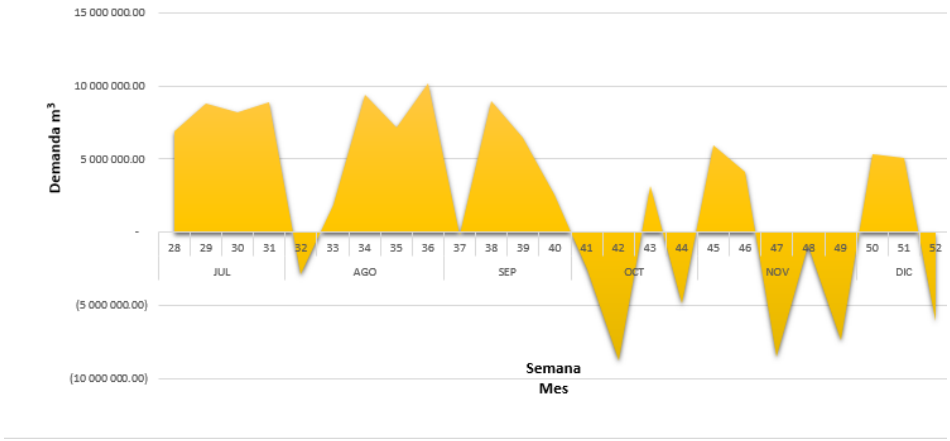


Figura 9. -Demanda semanal

Análisis de sensibilidad

- **Variación de eficiencias de riego**

Para poder realizar un análisis del impacto de la variación de la eficiencia de riego observando la oferta disponible en la cuenca del río Bolo, se utilizaron los cálculos de oferta superficial y subterránea disponible para agricultura, priorizando primero los usos doméstico, industrial, pecuario y ambiental, realizados por la autoridad ambiental en el balance hídrico de la cuenca del río Bolo (CVC) para el 2017, y se realizó un balance oferta demanda para cada escenario.

Escenario1. Actual. Este escenario corresponde a las condiciones actuales en la cuenca, se presenta el déficit en los meses de enero, febrero junio, julio agosto y septiembre (Ver Tabla 3), solo abasteciéndose con las aguas superficiales. Al incluir las aguas subterráneas el déficit continúa en menor proporción para todos los meses mencionados, menos para febrero y diciembre (Tabla 4).

Escenario 2. 50% riego gravedad, 50% aspersión, 50% tecnificado Se observa disminución en el déficit de los meses enero – febrero y de junio a septiembre hasta de un 30%, considerando oferta superficial (Tabla 3), y de hasta el 60% considerando aguas subterráneas (Tabla 4). Aún así, no se alcanza abastecer el requerimiento usando las aguas subterráneas. El mayor impacto se produce para el mes de diciembre donde se logra una gran reducción del déficit.

Escenario 3. **100% riego tecnificado.** Para este escenario se encuentra que se reduce considerablemente el déficit en el balance con aguas superficiales, logrando una disminución de hasta el 139% para los mismos meses del escenario 2 y en el balance con aguas subterráneas se alcanzaría a satisfacer totalmente la demanda.

Tabla 3. -Balance hídrico (mm) considerando solamente oferta hídrica superficial, para los tres escenarios de eficiencia de riego considerados

	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Oferta superficial	27.30	23.20	27.40	30.00	32.60	26.80	25.10	22.00	18.20	22.10	32.30	37.80
Demanda Escenario 1	110.22	39.94	8.76	-	-	184.23	144.18	113.52	78.31	-	-	42.25
Balance Escenario 1	-82.9	-16.7	18.6	30.0	32.6	-157.4	-119.1	-91.5	-60.1	22.1	32.3	-4.4
Demanda Escenario 2	91.87	36.97	15.47	-	-	147.07	115.86	94.06	68.97	-	-	33.63
Balance Escenario 2	-64.6	-13.8	11.9	30.0	32.6	-120.3	-90.8	-72.1	-50.8	22.1	32.3	4.2
Variación Esc2-Esc1	-23%	-23%	-30%			-24%	-25%	-22%	-17%			-2691 %
Demanda Escenario 3	67.14	25.91	6.30	-	-	47.59	39.73	13.35	-	-	-	24.70
Balance Escenario 3	-39.8	-2.7	21.1	30.0	32.6	-20.8	-14.6	8.7	18.2	22.1	32.3	13.1
Variación Esc3-Esc1	-54%	-110%	11%			-89%	-91%	-114%	-139%			-5481 %

Tabla 4.- Balance hídrico (mm) considerando oferta hídrica superficial y subterránea, para los tres escenarios de eficiencia de riego considerados

	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Oferta superficial	27.30	23.20	27.40	30.00	32.60	26.80	25.10	22.00	18.20	22.10	32.30	37.80
Oferta subterránea	42.50	38.40	42.50	41.10	42.50	41.10	42.50	42.50	41.10	42.5	41.10	42.50
Total oferta	69.80	61.60	69.90	71.10	75.10	67.90	67.60	64.50	59.30	64.60	73.40	80.30

Demanda Esc1	110.22	39.94	8.76	-	-	184.23	144.18	113.52	78.31	-	-	42.25
Balance total Esc1	-40.4	21.7	61.1	71.1	75.1	-116.3	-76.6	-49.0	-19.0	64.6	73.4	38.1

Demanda Esc.2	91.87	36.97	15.47	-	-	147.07	115.86	94.06	68.97	-	-	33.63
Balance total Esc. 2	-22.1	24.6	54.4	71.1	75.1	-79.2	-48.3	-29.6	-9.7	64.6	73.4	46.7
Variación Esc2-Esc1	-50%	12%	-10%			-33%	-39%	-43%	-61%			20%

Demanda Esc.3	67.14	25.91	6.30	-	-	47.59	39.73	13.35	-	-	-	24.70
Balance total Esc. 3	2.7	35.7	63.6	71.1	75.1	20.3	27.9	51.2	59.3	64.6	73.4	55.6
Variación Esc3-Esc1	-118%	55%	4%			-122%	-144%	-222%	-510%			42%

CONCLUSIONES

- Esta metodología permite simular la edad de los cultivos de caña y modificar considerando escenarios más cercanos a la realidad.

- La herramienta permite tener un cálculo de la demanda de agua para la caña de azúcar que es el cultivo predominante en la cuenca, lo más preciso posible teniendo en cuenta la variabilidad de la edad y de la eficiencia de riego, lo que permite evaluar la gestión en las eficiencias de los sistemas de irrigación.

- Es una herramienta de planificación, que en el estudio se está realizando para una cuenca, pero que puede realizarse a escala predial, para la selección de sistemas de riego según disponibilidad de las de fuentes de agua, para evaluar cumplimientos ambientales, fuentes alternas de agua y turnos de riego.

- Esta herramienta permite realizar análisis de las épocas críticas, discriminándolas por cada semana. Además, permite realizar el análisis de las zonas con dificultades de abastecimiento por precipitación, es decir de aquellas zonas de cultivos de caña con déficits o superávits de humedad.

- Si bien es necesario hacer un análisis costo beneficio del incremento de las eficiencias de riego, y que el escenario planteado sería un ideal ya que no todas las tecnologías de riego son aplicables a todos los terrenos, tener herramientas de este tipo, representan un apoyo para analizar y e buscar otras alternativas de abastecimiento de agua u otras acciones.

- Es importante que los agricultores como usuarios principales del recurso hídrico participen de una forma propositiva en las inquietudes y propuestas de soluciones regionales de la planificación del agua y se puedan hacer análisis futuros para de inversión a medio y largo plazo, teniendo en cuenta que la sostenibilidad del recurso hídrico repercute directamente en la factibilidad técnica, ecológica, y social de la caña de azúcar.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Asocaña. (2017). "Desempeño de la Agroindustria de la caña en Colombia 2016 – 2017*"*. Cali: Obtenido de http://www.asocana.org/modules/documentos/9353.aspx.

Chica, H. P. (2014). "SueMulador: Herramienta para la Simulación de Datos Faltantes en Series Climáticas Diarias de Zonas Ecuatoriales*"*. Revista Facultad Nacional de Agronomía, 67(2), 7365-7373. Obtenido de https:/de https://revistas.unal.edu.co/index.php/refame/article/view/44179/45464.

Corporación autónoma reginal del Valle del Cauca (CVC). (2017). *Balance oferta – demanda de agua cuenca del rio bolo.* Cali.

Cruz Valderrama, J. R. (2015). *Manejo eficiente del riego en el cultivo de la caña de azúcar en el valle geografico del río cauca*. Cali, colombia.

Falkenmark, M., & Molden, *D*. *(2008). "*Wake Up to Realities of River Basin Closure. International Journal of Water Resources Development", *24(2), 201-215*

IDEAM. (Mayo de 2015). *Estudio Nacional del Agua 2014. 486 págs.* . Bogota: Obtenido de http://documentacion.ideam.gov.co/openbiblio/bvirtual/023080/ENA_2014.pdf.

Torres, J. C. (2004). *Avances técnicos para la programación y el manejo del riego en caña de azúcar. Cali: Cenicaña.*

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

OBTENCIÓN DEL RECURSO HÍDRICO SUPERFICIAL EN LA ZONA DEL BOSQUE LA PRIMAVERA, MÉXICO

María del Mar Navarro Farfán[1], Sonia Tatiana Sánchez Quispe[2], Mario Alberto Hernández Hernández[3], Daniel Rodriguez Licea[4], Marco Antonio Martínez Cinco[5]

(1)(2)(3)(4)(5) Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Av. Francisco J. Mújica S/N, Morelia, México.
(1) mar.farfan@hotmail.com.

RESUMEN:

Para poder aprovechar al máximo los recursos que la naturaleza nos proporciona, debemos realizar estudios que indiquen la capacidad que tiene una zona para poder aprovecharla sin comprometer las propias necesidades del sistema.

La gestión de datos es una de las etapas más importantes en la moderación del recurso hídrico superficial; sin embargo, resulta interesante que en muchas ocasiones la gestión de datos se destina únicamente a los valores climatológicos presentes en la zona, y son despreciados en esta etapa las series de volúmenes de escurrimiento provenientes de las estaciones hidrométricas.

En el caso particular del bosque La Primavera, México, se obtiene la disponibilidad hídrica superficial de una de sus cuencas por medio del software WEAP, el cual arroja valores similares a los observados en la estación hidrométrica con la cual se calibra el modelo; cabe destacar que esta estación fue revisada para demostrar que los volúmenes de escurrimiento fueran correctos.

ABSTRACT:

In order to take full advantage of the resources that nature provides us, we must carry out studies that indicate the capacity of an area to take advantage of it without compromising the system's own needs.

Data management is one of the most important stages in the moderation of surface water resources; however, it's interesting that in many cases data management is only aimed at the climatological values present in the area, and the series of runoff volumes from hydrometric stations are neglected at this stage.

In the particular case of the La Primavera forest, Mexico, the surface water availability of one of its basins is obtained by means of the WEAP software, which gives values similar to those observed in the hydrometric station with which the model is calibrated; it should be noted that this station was revised to demonstrate that the runoff volumes are correct.

PALABRAS CLAVES: recurso hídrico; modelación; WEAP; disponibilidad.

INTRODUCCIÓN

Ante la problemática de la sobreexplotación de acuíferos en México, así como en el estado de Jalisco, la evaluación del recurso hídrico es un aspecto fundamental para la planificación y gestión del agua a nivel de cuenca y sistemas de captación.

Para poder aprovechar de manera sustentable y responsable los recursos que la naturaleza nos proporciona, debemos conocer el comportamiento de los mismos para poder tomar decisiones coherentes, que optimicen dicho aprovechamiento. Ante ello, nace la necesidad de obtener estudios hídricos que permitan conocer el estado de la disponibilidad superficial; para tener un servicio sustentable en un área de protección de flora y fauna, debe de considerarse que la sustentabilidad de los recursos de la zona (CONANP, 2000). El bosque La Primavera se localiza al centro del estado de Jalisco, al oeste de la zona metropolitana de Guadalajara.

En la figura 1, se localiza la cuenca en estudio generada para la estación hidrométrica 14017, la cual tiene un área de 3233 km^2.

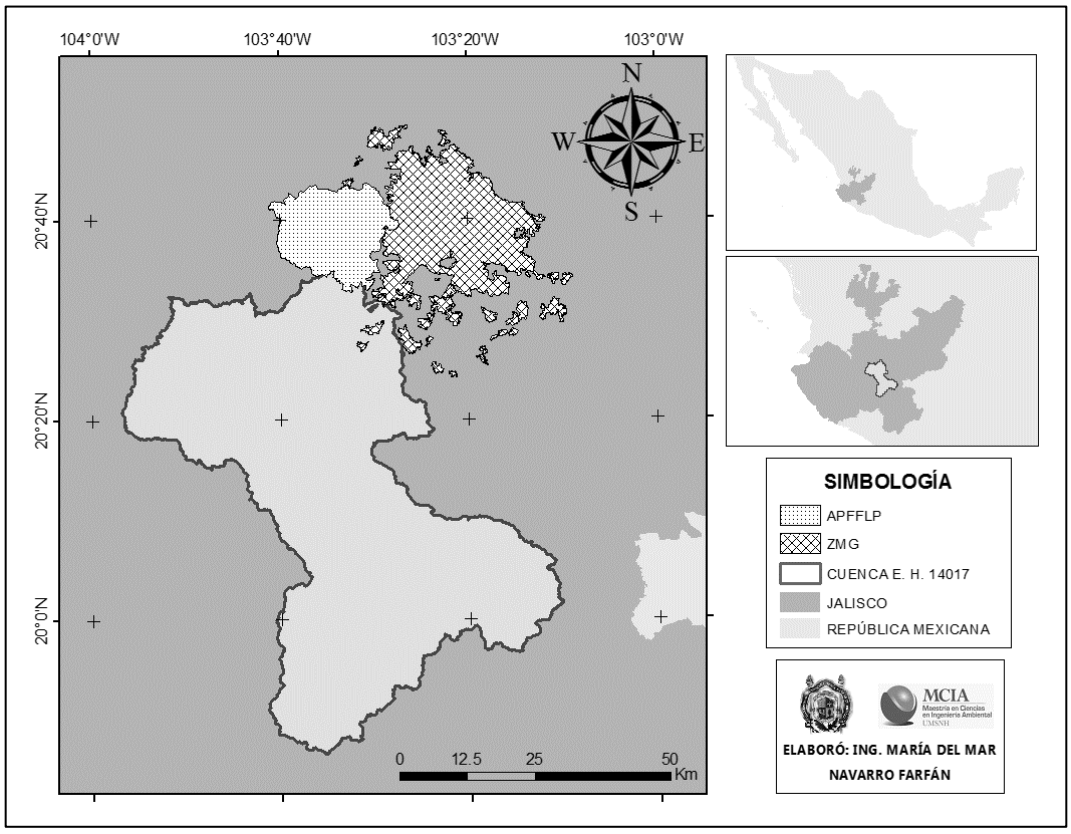


Figura 1.- Mapa de localización geográfica de la cuenca en estudio.

Se puede afirmar que los modelos hidrológicos son representaciones simplificadas, a partir de los cuales es posible estudiar la relación causa-efecto de la precipitación sobre una cuenca (Navarro, 2017). Lo anterior es útil en la comprensión de procesos físicos, ecológicos e hidrológicos que tienen lugar dentro de una zona en específico, generalmente representada por una cuenca, en cuyo punto de salida se encuentre una estación hidrométrica (con registros de caudales aforados para un periodo de años suficientemente largo). En dichos modelos, se puede simular el proceso precipitación-aportación para un determinado periodo de tiempo, para lo cual se requiere contar con algunos componentes del ciclo hidrológico (tales como precipitación, temperatura y evapotranspiración). Estos modelos hidrológicos arrojan resultados de escorrentía de una cuenca, que pueden representarse tanto mensuales como anuales que son comparados con los volúmenes circulantes registrados en una estación hidrométrica, considerando el mismo periodo de tiempo para la comparación.

METODOLOGÍA

La gestión de datos es una parte importante en el trabajo, ya que si no se cuenta con series de datos adecuadas tanto meteorológicos como hidrométricos, se estará introduciendo un error debido a los datos usados. Para evitar este tipo de error, se requiere realizar pruebas de homogeneidad (como son Secuencias y Helmert), así como comprobar su independencia (mediante un correlograma y límites de Anderson) (Merlos, 2014). La primera prueba se cumple si todos los valores que conforman la muestra provienen estadísticamente de una misma población; de la misma forma; la segunda prueba implica que la probabilidad de ocurrencia de cualquier dato no depende de la ocurrencia de algún otro valor procedente (Salas, 1980).

Así mismo, deben realizarse pruebas de independencia y persistencia para las estaciones hidrométricas, además de buscar inconsistencias en la relación lluvia – escurrimiento del periodo del que se tiene datos (aquellos con los que se calibrará el modelo de WEAP), de tal forma que podamos determinar si dicha estación hidrométrica es apta o no para su utilización.

Por otro lado, para la selección de estaciones meteorológicas con que se trabajará, se deben conocer las características espaciales propias de la cuenca (como son longitud y latitud), así como las características de los datos de la estación (con lo cual se pueden obtener los años, tanto en servicio como efectivos), así como el porcentaje de datos vacíos que se presentan en las series de cada estación seleccionada.

Para las características geomorfológicas de la zona de estudio se utilizan datos vectoriales y cartas geológicas realizados por la CONABIO (2017) y el Servicio Geológico Mexicano, las cuales fueron tratadas en el sistema de información geográfica ArcGis.

La modelación superficial de la zona de estudio se realiza por medio del software WEAP; el cual, es una herramienta de modelación para la planificación y distribución de agua que puede ser aplicada a diferentes escalas, desde pequeñas zonas de captación hasta extensas cuencas.

En general, este modelo hidrológico es espacialmente continuo con un área de estudio configurado como un set de subcuencas contiguas que cubren toda la extensión de la cuenca de análisis; además de un set homogéneo de datos climáticos (precipitación, temperatura, humedad relativa y velocidad del viento) es utilizado en cada una de estas subcuencas, que se encuentran divididas en diferentes tipos de cobertura o uso de suelo (Stockholm Environment Institute, 2009).

Este software emplea el método de Soil Moistured Method; el cual es un modelo físico unidimensional , que funciona por medio de dos "tanques" los cuales distribuyen el agua que ingresa al sistema para cada tipo de cobertura o uso de suelo en 6 fases, escurrimiento superficial, escurrimiento subsuperficial, infiltración, evaporación, percolación y flujo base.

El método es aplicable a la zona discretizada; cada parte de esto representa la j-ésima parte del todo y, se calcula para cada parte en particular como se muestra en la ecuación 1:

$$Rd_j \frac{dz_{1,j}}{dt} = P_e(t) - PET(t)k_{c,j}\text{cual}\,(t)\left(\frac{5z_{1,j} - 2z_{1,j}^2}{3}\right) - P_e(t)z_{1,j}^{RRF_j} - f_j k_{s,j} z_{1,j}^2 - (1 - f_j)k_{s,j} z_{1,j}^2 \qquad [1]$$

Donde: Rd es el almacenamiento efectivo, la Pe representa la precipitación que escurre, PET es la evapotranspiración potencial y Kc es el coeficiente de desarrollo; z1 se considera como el almacenamiento relativo en el tanque 1, RRF es el factor de resistencia al escurrimiento, f es el coeficiente de partición y Ks es la conductividad saturada.

RESULTADOS

Como primer punto, resulta interesante mencionar que para poder realizar la modelación superficial, se revisa la estación hidrométrica 14017, la cual presenta un problema en los meses julio y agosto, ya que tiene volúmenes de escurrimiento altos, los cuales no son coherentes con respecto a las precipitaciones de los mismos meses en la estación meteorológica más cercana.

Como se observa en la tabla 1 y 2 y las figuras 2 y 3, los valores que fueron eliminados bajan las medias mensuales en esos meses y entonces, se considera que la estación ya tiene valores adecuados para poder ser utilizada como la comparación de la similitud hidrológica por medio del método WEAP.

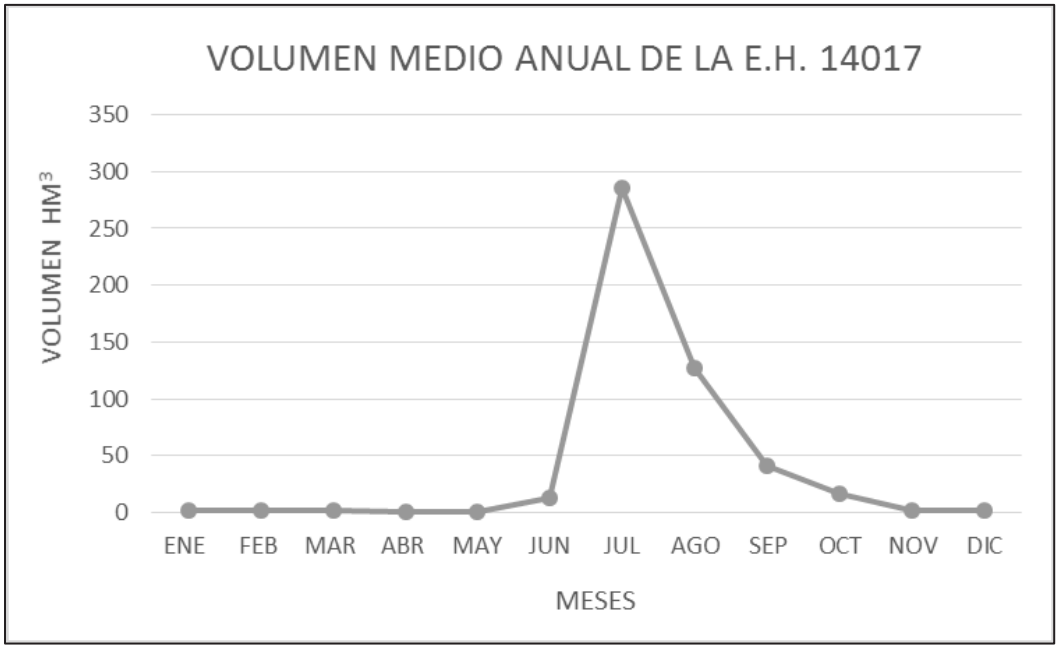


Figura 2.- Volumen medio anual de la estación hidromérica 14017, tomando en cuenta los valores anormales que se presentan.

Tabla 1.- Valores de los volúmenes medios (hm^3), considerando las anomalías en los meses julio y agosto.

MES	VOLUMEN (HM^3)
ENERO	1.83
FEBRERO	1.76
MARZO	1.62
ABRIL	0.71
MAYO	1.06
JUNIO	12.44
JULIO	285.90
AGOSTO	126.70
SEPTIEMBRE	40.83
OCTUBRE	16.07
NOVIEMBRE	2.16
DICIEMBRE	2.14

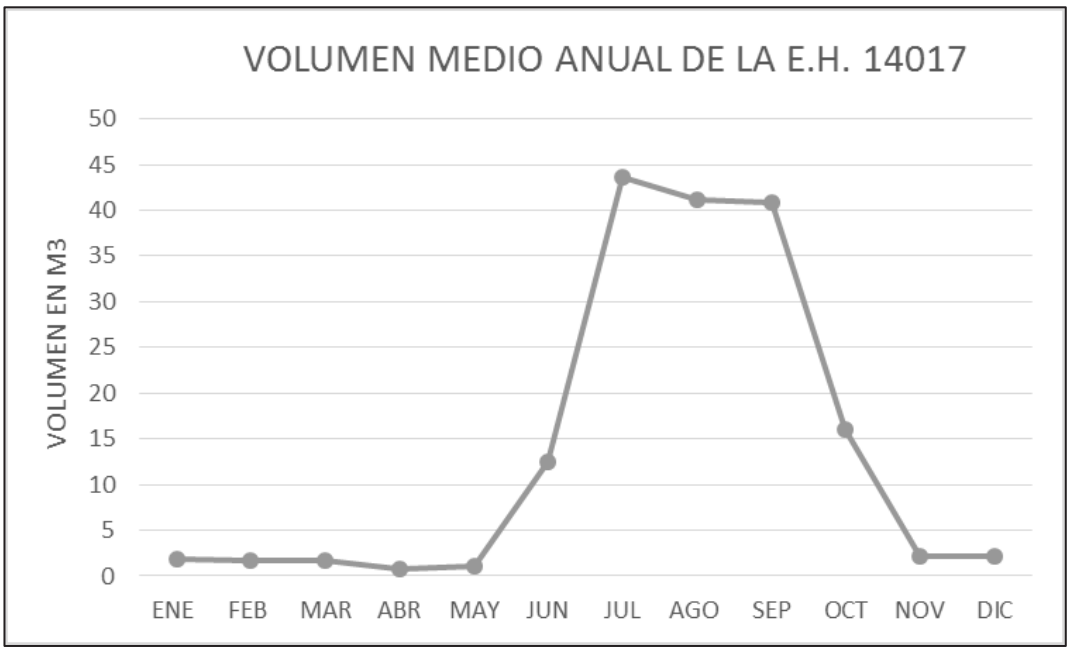


Figura 3.- Volumen medio anual de la estación hidromérica 14017, después de la eliminación de valores anormales.

Tabla 2.- Valores de los volúmenes medios (hm^3), eliminando las anomalías en los meses julio y agosto.

MES	VOLUMEN (HM^3)
ENERO	1.83
FEBRERO	1.76
MARZO	1.62
ABRIL	0.71
MAYO	1.06
JUNIO	12.44
JULIO	43.56
AGOSTO	41.09
SEPTIEMBRE	40.83
OCTUBRE	16.07
NOVIEMBRE	2.16
DICIEMBRE	2.14

Cabe destacar que los valores eliminados en los meses de julio y agosto eran volúmenes de aproximadamente 6000 hm^3 por mes, valores atípicos no periódicos.

El modelo, utilizando la base de datos que tiene integrada el software, obtiene la relación existente entre los diferentes usos de suelo que se presentan en la cuenca, ya que, recordando el Soil Moisture Method, se debe discretizar la zona en estudio con base a los usos del suelo, con lo que se obtienen los valores presentados en la tabla 3 y graficados en la figura 4.

Tabla 3.- Tipos de uso de suelo presentes en el área de estudio, en porcentaje.

USO DE SUELO	ÁREA (%)
Agrícola	41.75
Desnudo	2.70
Urbano	0.99
Bosque	17.57
Agua	1.65
Matorral	26.00
Pastizal	1.53
Selva	4.04
Otros	3.78

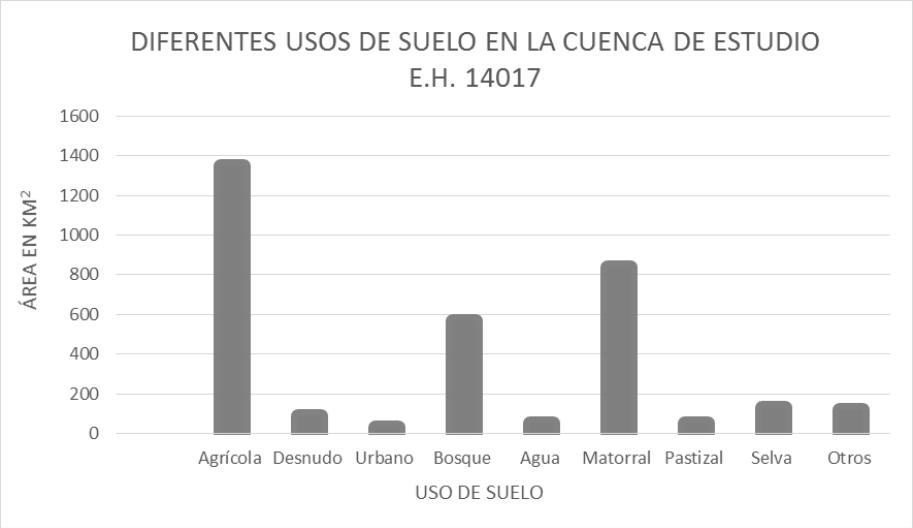


Figura 4.- Área de los diferentes usos de suela en la cuenca perteneciente a la estación 14017.

De acuerdo con la simulación realizada se tienen varias observaciones.

Al tomar en cuenta la figura 5, donde se muestra la serie mensual a lo largo de todo el periodo histórico (1994 – 2013) se distingue que la tendencia es adecuada y que se representan los valores extremos (tanto escurrimientos máximos como mínimos).

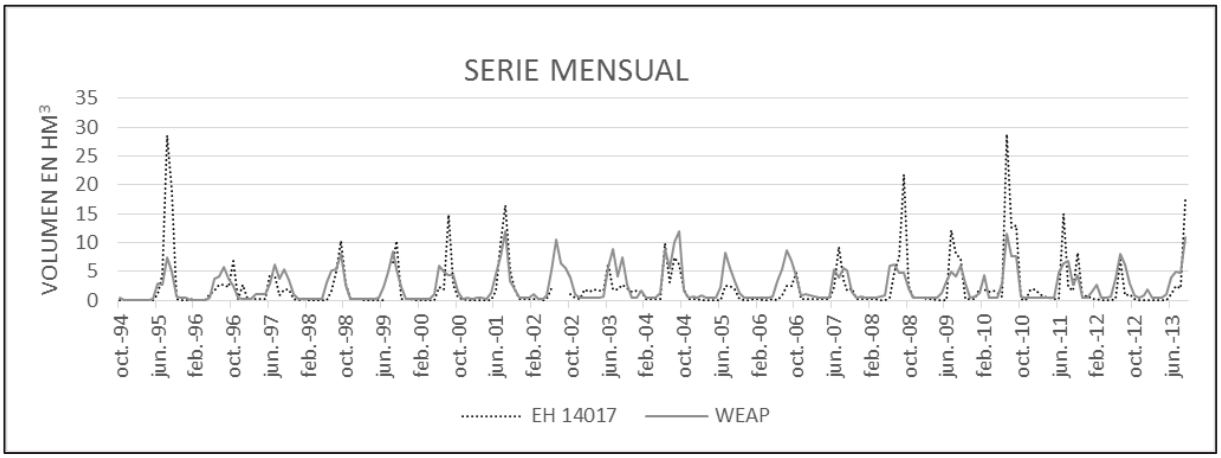


Figura 5.- Serie mensual de la simulación.

Se observa en la figura 6 que el comportamiento que muestran los volúmenes medios mensuales coinciden con los observados; sin embargo, es importante considerar que los datos simulados se encuentran por debajo de los valores observados en la estación hidrométrica en los meses de julio a septiembre.

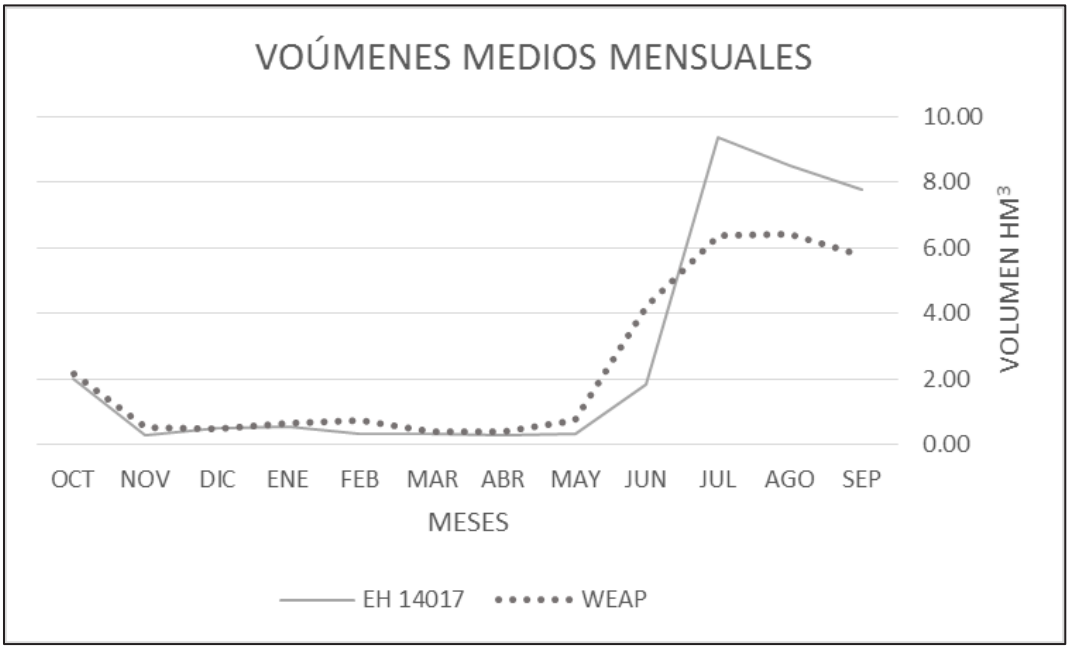


Figura 6.- Volumen medio mensual.

En la figura 7, existe un cambio considerable entre los volúmenes observados y simulados, donde el comportamiento no logra seguir la tendencia que debería, sin embargo, la media obtenida por la simulación con el software WEAP se encuentra 2.01 hm^3 por encima de los observados.

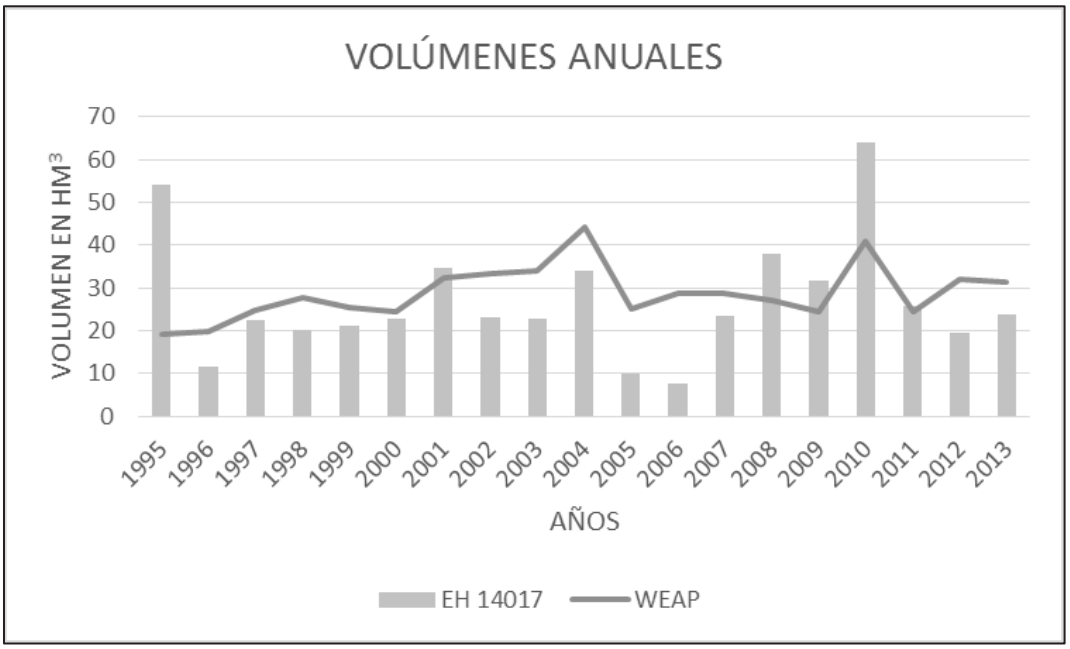


Figura 7.- Volúmenes anuales

Con base a los resultados obtenidos de la simulación, se puede considerar el método de Soil Mosture Method como adecuado al momento de obtener el recurso hídrico superficial en la zona de estudio.

Cabe destacar que el uso del Soil Moisture Method para una zona en especial no compromete al modelo para que este pueda ser utilizado en zonas adyacentes; también es necesario comentar que una buena gestión de datos tanto hidrométricos como meteorológicos son la base para el funcionamiento adecuado de cualquier modelo de simulación superficial, ya que si los datos de entrada o los datos de comparación no son correctos, tendremos errores, que pueden ser mitigados al inicio de la simulación, al estudiar las estaciones con cuidado y revisando que los mismos datos sean coherentes.

Por otra parte, es importante considerar que esta estación hidrométrica simulada se encuentra a régimen natural o no alterado, por lo que si dicha estación se encontrara alterada, deberían considerarse todos los parámetros que alteran el flujo aguas arriba de dicha estación.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CONABIO, (2017), Comisión Nacional para el Conocimiento y el Uso de la Biodiversidad, Available: http://www. conabio.gob.mx/informacion/gis/.

CONANP, (2000), Comisión Nacional de Áreas Naturales y Protegidas, "Programa De Manejo Area De Proteccion De Flora Y Fauna La Primavera", vol. 1, p. 132.

Merlos, F., Sánchez, S. T. y Almanza, J. A. (2014). "Creación de un Sistema de Información Hidrológico para el Cálculo de Intensidades Máximas y Gestión de Datos Meteorológicos". XXIII Congreso Nacional de Hidráulica. México.

Navarro, A., (2017). *Conceptos Básicos de Hidrogeología*. Instituto Geominero de España.

Salas, J. D., Delleur, J. W., Yevjevich, V., y Lane, W. L. (1980). Applied Modeling of Hydrologic *Time Series*. Colorado, USA.WaterResourcesPublications.

Stockholm Environment Institute, (2009), *Modelación hidrológica y de recursos hídricos con el modelo WEAP*. Boston.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

INDICADORES DE DESEMPEÑO EN LA DISTRIBUCIÓN DE AGUAS PARA RIEGO EN EL DEPARTAMENTO 25 DE MAYO, PROVINCIA DE SAN JUAN

Silvia Mérida
Instituto Nacional del Agua, Centro Regional de Aguas Subterráneas; Avda. J.I.de la Roza 125 Este, Piso 3; CP 5400; San Juan; Argentina Tel. (54 264) 4214826 / Fax (54 264) 4212415
Universidad Nacional de San Juan. Facultad de Ingeniería. Av. Libertador Genera. San Martin 1109 (Oeste), Capital, San Juan. Argentina
meridasilvia@yahoo.com.ar

RESUMEN:

La medición del desempeño en los sistemas de riego es un instrumento indispensable para el uso eficiente del agua en la agricultura, cuando se considera que el desempeño no es satisfactorio, se puede definir las razones y tomar medidas correctivas. Además, son útiles en los procesos de planificación y constituyen las herramientas adecuadas para medir la diferencia entre el desempeño real y potencial.

El objetivo del presente trabajo es la aplicación de indicadores técnicos en la distribución, con el fin de valorar las desviaciones que se cometen en la entrega de aguas atribuidas tanto a procedimientos de asignación como a las condiciones operativas del sistema administrativo.

La zona de estudio se ubica dentro del Valle del Tulum, correspondiendo a las tierras servidas por el canal Segunda Sección del departamento 25 de Mayo, cuya elección fue motivada por ser el área que se encuentra a la cola del sistema de riego de uno de los canales principales de la provincia, el Canal Ing. Manuel Quiroga.

ABSTRACT:

The measurement of the performance in the irrigation systems is an indispensable instrument for the efficient use of water in agriculture, when it is considered that the performance is not satisfactory, the reasons can be defined and corrective measures taken. Also, they are useful in planning processes and are the right tools to measure the difference between actual and potential performance.

The objective of this paper is the application of technical indicators in the distribution, in order to assess the deviations that are committed in the delivery of water attributed both to water allocation procedures and to the operating conditions of the administrative system.

The study area is located within the Tulum Valley, corresponding to the lands served by the Second Section channel of the district 25 de Mayo, whose election was motivated by being the area that is at the tail of the irrigation system of one of the main channels of the province, the Channel Engineer Manuel Quiroga.

PALABRAS CLAVES: suficiencia; eficiencia; confiabilidad

INTRODUCCIÓN

Las desviaciones que se cometen en la entrega de agua deben atribuirse tanto a procedimientos de asignación de agua, programa de distribución, como a las condiciones operativas del sistema administrativo. La evaluación de ambos objetivos debe ser una actividad continuada; desafortunadamente en la provincia de San Juan los datos necesarios para tales evaluaciones no son normalmente colectados como actividades de rutina en el funcionamiento del esquema de riego.

Para reflejar la eficiencia relativa de estas cuestiones se definen una serie de estadísticos denominados indicadores de desempeño, asociados a la razón de flujo entre el agua asignada, la requerida y la cantidad a distribuir según el plan de entregas establecido por la administración.

Estos indicadores de desempeño podrían definirse como parámetros que permiten la comparación entre dos o más zonas de riego, estructuras de manejo, trazado físico, etc. y el diagnostico de cada una, con el objeto de informarnos sobre su estado, para conocer que tan cerca o lejos se encuentra del desempeño ideal.

Además, se sostiene que los indicadores de desempeño son muy útiles para los procesos de planificación y constituyen las herramientas adecuadas para medir la diferencia entre desempeño real y potencial. Permitiendo así instrumentar los programas necesarios para hacer que esa brecha tienda a anularse.

Los indicadores no deben omitirse en ningún caso ya sea que la administración sea centralizada o descentralizada mediante organizaciones de usuarios, puesto que estos permiten conocer y presentar en forma objetiva y sintética los objetivos, resultados y rendimientos prefijados y/o alcanzados por ellos. Del mismo modo resultan de gran utilidad para la planificación racional y eficiente de los recursos disponibles, pues permiten el seguimiento en el tiempo y el análisis de las distintas variables que lo afectan y de los parámetros que las expresan.

Un pequeño número de variables como se dijo: coherentes, consistentes, sistematizables y comprobables en el tiempo; expresadas como relaciones permiten caracterizar la zona en estudio, ubicándola en un marco conceptual y comparándola para saber que tan cerca o lejos se encuentra del desempeño ideal para sus características y condiciones.

Desde la perspectiva de un productor, Molden y Gates (1990) establecen que los mejores indicadores a aplicar son los siguientes:

- Suficiencia: El agricultor deberá tener la cantidad de agua adecuada para las actividades agrícolas que tenga programadas para todo un ciclo de cultivo. Esto incluye el agua para preparación del terreno, la que requiere la planta, hasta para el control de plagas y malezas.
- Eficiencia en la entrega: La conservación del agua como recurso juega un papel importante en la política de distribución, porque se puede ahorrar agua que podría utilizarse para regar más superficie. La eficiencia de conducción, la cual indica la cantidad relativa de agua perdida en los canales, es usada comúnmente para orientar los objetivos de la eficiencia en general. Sin embargo, otro tipo de pérdida de agua, no relacionada directamente con el concepto de eficiencia de conducción, es la entrega de agua en cantidades mayores a las requeridas en los puntos de toma. Un sistema que entrega agua en exceso no conserva el recurso, esta agua inunda las tierras y causa problemas de salinidad.
- Confiabilidad: La confiabilidad se define como la variación en el tiempo del cociente de la cantidad entregada, entre la cantidad requerida o programada. Un sistema que entrega agua en cantidades constantes es un sistema confiable. La confiabilidad es un factor muy importante para los agricultores porque les permite planear sus actividades. La confiabilidad aquí definida no toma en cuenta el hecho de que la cantidad entregada sea mayor o menor a la requerida, sino en la variación de la relación entre ambas. Es decir, un sistema que entrega consistentemente una cantidad de agua menor que la requerida, sin variación en el tiempo, es preferible a otro que entrega el agua con variaciones temporales impredecibles. Un agricultor puede planear sus actividades sobre una cantidad de agua inadecuada pero constante, por ejemplo sembrando menos o cambiando sus cultivos.

- Equidad en la distribución: Significa que todo productor reciba la misma proporción de agua, es decir, el mismo porcentaje de déficit o exceso. Si desde el inicio hasta la cola de un canal se dispone de una proporción igual de agua, se tendría un espíritu de unidad que reduciría conflictos entre usuarios.

El objetivo del presente trabajo es la aplicación de estos indicadores técnicos en la distribución, en el Canal Segunda Sección del departamento 25 de Mayo en la provincia de San Juan, con el fin de valorar las desviaciones que se cometen en la entrega de aguas atribuidas tanto a procedimientos de asignación como a las condiciones operativas del sistema administrativo y clasificarlos de manera de definir las características del sistema físico y de su operación.

INFRAESTRUCTURA HIDRÁULICA DEL SISTEMA DE RIEGO

En una zona árida, como San Juan en la Argentina, con menos de 100 mm anuales de precipitación, el riego es un componente esencial del desarrollo agrario sustentado. La escasez de agua constituye una importante limitación para el desarrollo agrícola por lo que se hace necesaria la incorporación y el aprovechamiento de los avances científicos en el diseño y manejo de los sistemas de riego.

En la provincia, sobre un total de 320.000 hectáreas aptas para la agricultura, solo se cultivan 90.000 hectáreas, límite impuesto por la disponibilidad del recurso hídrico en el marco del esquema técnico legal del aprovechamiento actual.

Los caudales del río San Juan son almacenados en embalses y posteriormente derivados mediante una importante red de canales impermeabilizados, como puede observarse en la figura 1.

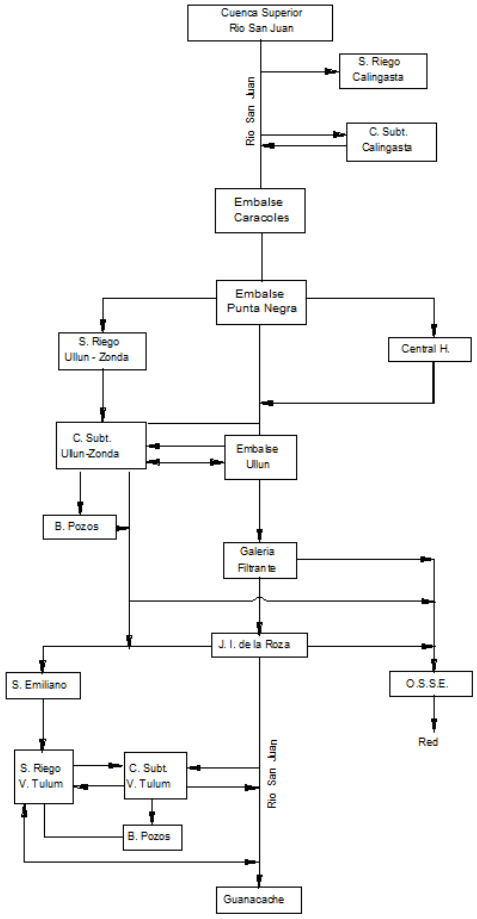


Figura 1.- Esquema de Aprovechamiento del Río San Juan.

Los caudales del río San Juan son derivados desde el Dique José Ignacio de la Rosa al Canal Matriz y luego al partidor San Emiliano donde tienen su origen los canales principales de la red de riego, Canal Ing. Manuel Gregorio Quiroga (o Norte), Canal Ing. Nazario Benavídez (o Playas) y Canal Ing. Guillermo Céspedes, hasta un máximo compatible con la capacidad de los canales principales de la red, descargándose el excedente al río. En la **Figura 2** se presenta el esquema general de distribución del riego.

En cada departamento (conforme a la organización política provincial), la red de riego se compone generalmente de un canal primario, con toma sobre el canal principal y una red de canales secundarios y terciarios. Existen departamentos donde no se presenta este esquema, pues la entrada del agua se realiza por medio de canales secundarios y terciarios, con tomas directas sobre los canales principales.

La gestión de los sistemas de riego está a cargo del Departamento de Hidráulica de la provincia creado por ley Provincial N°886, siendo el organismo encargado de aplicar la legislación del agua y responsable de todos los aspectos administrativos, organizativos, de mantenimiento y operación del sistema.

La distribución de los caudales en cada departamento es autónoma, diferenciándose dos tipos de distribución:

- Distribución tendida: es aquella en la que el caudal que ingresa en el departamento se distribuye, entre todos los canales del mismo.
- Distribución por turnos: el caudal se deriva a grupos de canales dentro del departamento.

Se adopta en general uno u otro según el valor del caudal y de acuerdo a las características de cada departamento. Pero en líneas generales para caudales bajos, es decir, entre 40 y 50 m^3/seg a distribuir en toda el área bajo riego, se adopta la distribución a turno y para valores superiores, tendido.

Cada acequia o ramo riega una o más propiedades, y la distribución es realizada por los usuarios, se turna todo el caudal en un tiempo expresado en horas, función de la superficie de cada uno. Dentro de las acequias no se realizan aforos. En acequias importantes, de acuerdo a la magnitud de los derechos, se efectúan, en la cabecera, reparticiones con partidores libres.

El departamento 25 de Mayo, como se observa en la figura 2, consta de tres secciones de riego:

Primera Sección de riego entre Calle Divisoria y Calle 3: consta de un canal secundario que va por calle Divisoria, desde la calle 16 a la 26, con un sentido de circulación del agua de oeste a este y tiene una longitud de 8.750 m llevando un caudal que alimenta a 4.333 has. Este canal secundario alimenta a los terciarios que van de calle 17 a la 25, los que corren de norte a sur desde calle Divisoria a calle 3, con longitudes de 3.750m. Todo el recorrido tiene un total de 67 compuertas.

Segunda Sección de riego entre Calle 4 y Calle 7: consta de un canal secundario que va por calle 4, desde la calle 16 a la 25, con un sentido de circulación del agua de oeste a este y tiene una longitud de 8.750 m llevando un caudal que alimenta a 4.464 has. Este canal secundario alimenta a los terciarios que van de calle 17 a la 25, los que corren de norte a sur desde calle 4 a calle 7, con longitudes de 3.710m. Todo el recorrido tiene un total de 57 compuertas.

Tercera Sección de riego entre Calle 8 y Calle 12: consta de un canal secundario que va por calle 8, desde la calle 16 a la 23, con un sentido de circulación del agua de oeste a este y tiene una longitud de 12.500 m llevando un caudal que alimenta a 4226 has. Este canal secundario alimenta a los terciarios que van de calle 17 a la 23, los que corren de norte a sur desde calle 8 a calle 12, con longitudes de 3.750m. Todo el recorrido tiene un total de 54 compuertas.

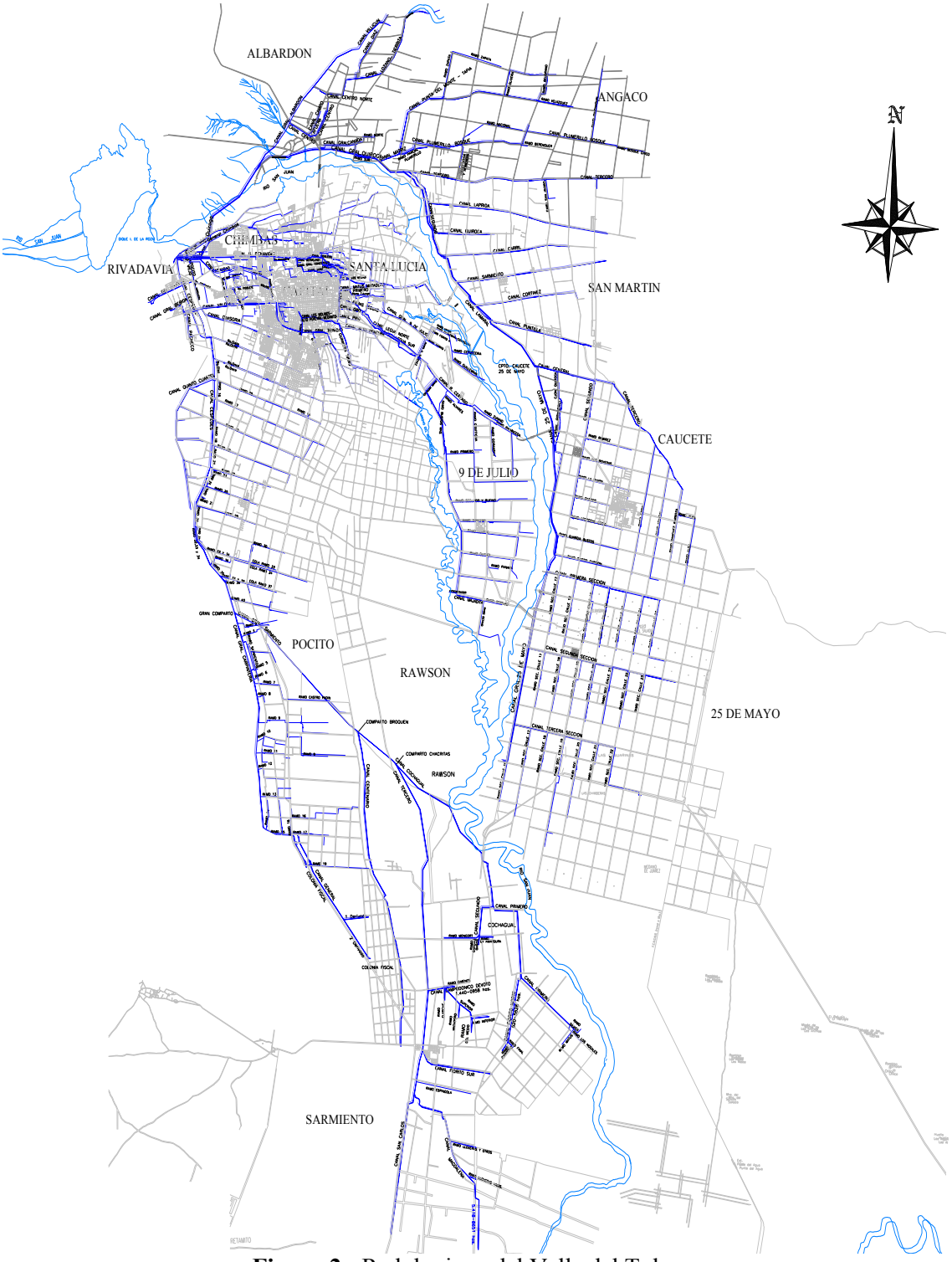


Figura 2.- Red de riego del Valle del Tulum.

La distribución del agua es por el método de turnado, en el cual la entrega al usuario tiene una frecuencia de riego de 4 días en un total de 96 horas.

La distribución se hace dividiendo la red de riego en dos sistemas:

- NORTE: formado por la Primera y Tercera Sección y el Canal General 25 de Mayo entre calle Divisoria y Calle 4
- SUR: formado por la Segunda Sección.

Si hacemos un análisis descriptivo diremos que la distribución dada por turnado, es decir por un tiempo fijo y repetido a intervalo regulares de tiempo es para la zona un método satisfactorio por que garantiza la equidad en la distribución pero solo permite cubrir los requerimientos mínimos de los cultivos. Al ser un sistema rígido de distribución no se pude adaptar a las necesidades de todos

los cultivos y terrenos de la zona donde se aplica, limitando la evapotranspiración real del cultivo y por lo tanto la producción máxima de los mismos.

El Canal Secundario Segunda Sección va desde el comparto calle 4(que deriva del canal General 25 de Mayo) a calle 25 tiene una longitud de 11398,00mts de los cuales 8929,00 mts se desarrollan en sección de hormigón, (desde calle 16 a calle 23) y 2473.00 mts con una sección de tierra (desde calle 23 a calle 25).

La toma del Canal Segunda Sección sobre el principal, es a través de dos compuertas que se mantienen en buen estado. Todo lo que es el canal secundario se encuentra revestido y en general sus tramos se mantienen en buen estado a lo largo del recorrido del canal.

Todas las derivaciones que se encuentran sobre el canal secundario, son a 90° a través de compuertas que se encuentran en buen estado de mantenimiento en general.

MATERIALES Y METODOS

En este informe, los correspondientes indicadores han podido ser calculados para el tramo del canal Segunda Sección.

Sobre ese canal se han efectuado para cada una de las compuertas que sirve en el tramo, un registro sistemático de caudales, en adelante llamados caudales distribuidos, para el periodo comprendido entre enero y diciembre de 1999, los que figuran en la Tabla 1.

Tabla 1.- Caudales Distribuidos en el Canal Segunda Sección, en litros/seg

Compuerta	Ramo	Fecha									
		8-ene-99	19-ene-99	28-ene-99	12-feb-99	24-feb-99	9-mar-99	17-mar-99	27-mar-99	27-oct-99	30-dic-99
1	Olivares y Otros	114	121	121	121	55	50	80	80	117	258
2	Vizcaino	21	22	22	22	20	14	14	14	32	0
3	Rubio y Otros	21	21	22	22	20	18	0	18	21	0
4	Ramo Sec. Calle 17	425	449	449	456	331	234	275	287	390	350
5	Echeverria y Otros	82	82	82	83	60	52	55	47	61	65
6	Ramo Sec. Calle 18	348	343	322	332	237	191	213	219	300	337
7	Icasa y Cavic	109	107	110	118	102	78	80	85	141	111
8	Planta de Agua Potable	18	20	10	11	0	20	7	22	15	0
9	Ramo Sec. Calle 19	352	352	497	485	306	227	235	255	431	458
10	Peres Mestres	56	61	60	62	48	42	43	42	50	54
11	Ramo Calle 20	416	539	524	525	390	242	261	325	493	580

Como el sistema de distribución de los Departamentos es autónomo, se calcularon los coeficientes de riego para este canal secundario, mediante la relación caudal entregado al canal y dotación de riego total del mismo. Con estos valores y la dotación que posee cada compuerta se estimó el caudal programado para cada una de ellas, que figuran en la Tabla 2.

Tabla 2.- Caudales Programados en el Canal Segunda Sección, en litros/seg

Compuerta	Ramo	Dotacion de riego ha	Fecha									
			8-ene-99	19-ene-99	28-ene-99	12-feb-99	24-feb-99	9-mar-99	17-mar-99	27-mar-99	27-oct-99	30-dic-99
1	Olivares y Otros	117,4575	91,62	96,32	91,62	92,79	68,13	46,98	50,51	46,98	88,09	84,57
2	Vizcaino	31,4651	24,54	25,80	24,54	24,86	18,25	12,59	13,53	12,59	23,60	22,65
3	Rubio y Otros	9,0893	7,09	7,45	7,09	7,18	5,27	3,64	3,91	3,64	6,82	6,54
4	Ramo Sec. Calle 17	487,6046	380,33	399,84	380,33	385,21	282,81	195,04	209,67	195,04	365,70	351,08
5	Echeverria y Otros	138,7151	108,20	113,75	108,20	109,58	80,45	55,49	59,65	55,49	104,04	99,87
6	Ramo Sec. Calle 18	311,9317	243,31	255,78	243,31	246,43	180,92	124,77	134,13	124,77	233,95	224,59
7	Icasa y Cavic	155,9669	121,65	127,89	121,65	123,21	90,46	62,39	67,07	62,39	116,98	112,30
8	Planta de Agua Potable	20,0000	15,60	16,40	15,60	15,80	11,60	8,00	8,60	8,00	15,00	14,40
9	Ramo Sec. Calle 19	544,5924	424,78	446,57	424,78	430,23	315,86	217,84	234,17	217,84	408,44	392,11
10	Peres Mestres	68,1431	53,15	55,88	53,15	53,83	39,52	27,26	29,30	27,26	51,11	49,06
11	Ramo Calle 20	577,1573	450,18	473,27	450,18	455,95	334,75	230,86	248,18	230,86	432,87	415,55
Superficie total de la seccion		2462,1230										

Los caudales requeridos, definidos como aquellos caudales mínimos que necesita el productor para asegurar con una eficiencia dada su producción, y que muestra la Table 3, se obtuvieron utilizando un programa de planificación y manejo de riego, considerando una eficiencia de aplicación del 60%, tomando a la zona con monocultivo (vid) y sin considerar agua de lavado de suelos.

Tabla 3.- Caudales Requeridos en el Canal Segunda Sección, en litros/seg

Compuerta	Ramo	Superficie Cultivada	Fecha									
			8-ene-99	19-ene-99	28-ene-99	12-feb-99	24-feb-99	9-mar-99	17-mar-99	27-mar-99	27-oct-99	30-dic-99
			Coeficiente de riego (eficiencia 60%)									
			0,93	0,93	0,93	0,75	0,75	0,57	0,57	0,57	0,61	0,93
1	Olivares y Otros	49,9400	46,44	46,44	46,44	37,46	37,46	28,47	28,47	28,47	30,46	46,44
2	Vizcaino	14,0000	13,02	13,02	13,02	10,50	10,50	7,98	7,98	7,98	8,54	13,02
3	Rubio y Otros	9,0000	8,37	8,37	8,37	6,75	6,75	5,13	5,13	5,13	5,49	8,37
4	Ramo Sec. Calle 17	325,3500	302,58	302,58	302,58	244,01	244,01	185,45	185,45	185,45	198,46	302,58
5	Echeverria y Otros	26,5000	24,65	24,65	24,65	19,88	19,88	15,11	15,11	15,11	16,17	24,65
6	Ramo Sec. Calle 18	219,7500	204,37	204,37	204,37	164,81	164,81	125,26	125,26	125,26	134,05	204,37
7	Icasa y Cavic	75,0000	69,75	69,75	69,75	56,25	56,25	42,75	42,75	42,75	45,75	69,75
8	Planta de Agua Potable	20,0000	18,60	18,60	18,60	15,00	15,00	11,40	11,40	11,40	12,20	18,60
9	Ramo Sec. Calle 19	172,0700	160,03	160,03	160,03	129,05	129,05	98,08	98,08	98,08	104,96	160,03
10	Peres Mestres	14,0000	13,02	13,02	13,02	10,50	10,50	7,98	7,98	7,98	8,54	13,02
11	Ramo Calle 20	270,4800	251,55	251,55	251,55	202,86	202,86	154,17	154,17	154,17	164,99	251,55
Superficie total de la seccion		1196,0900										

Estos caudales se relacionaron determinando el desempeño en la operación del sistema de distribución mediante la relación caudal distribuido y programado y la eficacia de programación de la entrega mediante la relación caudal programado y requerido.

El estudio se centró en el cálculo de los índices de Molden y Gates (1990) : Suficiencia, que da una idea del déficit en la entrega, ecuación [1]; Eficiencia en la entrega, que indica una medida del exceso en la entrega, ecuación [2]; Confiabilidad, que es una medida de la variación temporal del error en la entrega, respecto al espacio, ecuación [3] y Equidad, que es la variación espacial del error en la entrega, en el periodo considerado, ecuación [4].

$$Suficiencia = \frac{1}{T}\sum_{j=1}^{T}\left(\frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}(Cd)_{i,j}\right) \quad [1]$$

$$Eficiencia = \frac{1}{T}\sum_{j=1}^{T}\left(\frac{1}{M}\sum_{i=1}^{M}(Cp)_{i,j}\right) \quad [2]$$

$$Confiabilidad = \frac{1}{P}\sum_{j=1}^{T}\frac{1}{Cpm}\sqrt{\left(\frac{1}{T}\sum_{i=1}^{P}[(Cd)_i - Cpm]^2\right)} \quad [3]$$

$$Equidad = \frac{1}{T}\sum_{i=1}^{P}\frac{1}{Cpm}\sqrt{\left(\frac{1}{P}\sum_{j=1}^{T}\left[(Cd)_j - Cpm\right]^2\right)} \quad [4]$$

siendo:

Cd: cociente entre caudal distribuido y programado o programado y requerido
Cp: cociente entre caudal programado y distribuido o requerido y programado
N: número total de desviaciones en las que el caudal distribuido es menor que el programado.
M: número total de desviaciones en las que el caudal programado es menor que el distribuido
P: número total de puntos de entrega
T: periodo total de tiempo considerado
Cdm: valor promedio de los cocientes Cd

RESULTADOS

Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 4, junto con la clasificación de los mismos dada por Molden y Gates (1990).

Tabla 4.- Valores obtenidos de los índices de distribución

	Desempeño en la operación		Eficiencia en la Programación	
Indice	**Valor**	**Clasificación**	**Valor**	**Clasificación**
Suficiencia	0,86	Regular	0,81	Regular
Eficiencia	0,74	Regular	0,65	Pobre
Confiabilidad	0,28	Pobre	0,19	Regular
Equidad	0,57	Pobre	0,56	Pobre

Para entender mejor el índice de confiabilidad se analizaron los coeficientes de variación temporal para cada compuerta, resultando que dos de ellas, la 3 y 8, dieron valores muy elevado (0,56 y 0,81), atribuyendo estos a que: en una de ella la entrega se regula con su compuerta y los caudales son difíciles de definir correctamente y en la otra a que sus requerimientos son muy variables en el tiempo. Recalculando el indicador sin estas compuertas, dio un valor de 0,19, mejorando a Regular el desempeño en la operación.

En la entrada las compuertas 1 y 2 cuentan con un coeficiente de variación que las coloca con una confiabilidad Pobre, el resto de las compuertas en estudio se ubican con una confiabilidad entre Regular y Buena, lo que tranquiliza el panorama a la hora de evaluar el desempeño en la operación del sistemas en todas estas áreas consideradas como de mayor incidencia productiva por sus superficies cultivadas. Seguidamente, este indicador se calculo pero teniendo en cuenta la relación caudal programado y requerido cuyos valores se muestran en la Tabla 4, en este caso en todas las compuertas los valores del coeficiente de variación es el mismo. Esto se debe a que los caudales utilizados se calcularon multiplicando los respectivos coeficientes por las superficies. Como este indicador estipula la variación en la relación entre caudales en el tiempo, para cada compuerta la relación de superficies permanece constante, lo que varía es la relación entre coeficientes de riego, entonces el coeficiente de variación estará midiendo simplemente la variabilidad en el tiempo del cociente entre ambos coeficientes. Como la razón entre coeficientes es la misma en el espacio se justifica así el hecho de que todas las compuertas posean el mismo coeficiente de variación, representativo del conjunto.

Resumiendo decimos que la eficacia de programación en la entrega que se representa como la relación entre los caudales programados y requeridos, tiene una confiabilidad de 0,19, siendo clasificada como Regular, según el criterio de Molden y Gates (1990).

La equidad sin tener en cuenta las compuertas 3 y 8 por su baja dotación de riego, dio un valor de 0,21 para la relación caudal distribuido sobre el programado y 0,43 para la relación caudal programado sobre el requerido, lo que sigue clasificándola como Pobre y Regular respectivamente. En un análisis más profundo de este indicador que descartó las mediciones del mes de diciembre, y la equidad alcanzó la clasificación de Regular, definiendo este mes como un momento de altas exigencias de agua por parte de la vid y donde se toman decisiones al margen de la correcta operación.

CONCLUSIONES

Los indicadores calculados permitieron evaluar el desempeño de la zona con una Suficiencia regular, lo que en otras palabras se entendería como que la humedad del terreno es moderada cubriendo la necesidad del cultivo y asegurando su buena producción.

Una Eficiencia en la entrega generalizada como Pobre da pautas claras del grado con que el exceso de agua afecta a las tierras servidas. En la programación se está entregando agua en exceso en niveles muy altos.

La Confiablidad para las compuertas que riegan los sistemas productivos (parcelas cultivadas con vid) dio entre Regular y Pobre; lo que se traduce diciendo que es significativa la variación de la relación entre caudales distribuidos y programados en el tiempo, dando al productor un panorama poco tranquilizador.

En la confiabilidad como era de esperarse tuvo gran influencia las condiciones físicas (infraestructura) del sistema, el nivel de conocimiento del personal administrativo, el grado o nivel de coordinación organizativa, tanto en la operación como en el mantenimiento.

La Equidad que tanto para la operación como para la programación se clasificó como Pobre, demuestra que la entrega en cantidades de agua no es justa para todas las compuertas, siendo más generosa para aquellas con menor dotación. La equidad como medida de uniformidad espacial en el proceso de distribución o reparto, como se esperaba se presentó con un fuerte impacto por la variabilidad del caudal (permanencia en el tiempo) y también por la diferencia entre las compuertas entre cabecera y cola.

En general se entiende que los resultados obtenidos se deben en gran parte a deficiencias físicas del sistema, como por ejemplo el servicio a compuertas con dotaciones dispares o a la dificultad de regulación de compuertas que riegan superficies reducidas.

REFERENCIAS

Molden, D.J. y Gates T.K. (1990). *Performance Measures for Evaluation of Irrigation-Water-Delivery Systems*. ASCE, Journal of Irrigation and Drainage Engineering, vol. 116, N° 6, Novenver/ December, 1990.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

INCERTEZAS E IMPACTOS DE MUDANÇAS CLIMÁTICAS NOS RECURSOS HÍDRICOS

Carolina Natel de Moura, Miriam Rita Moro Mine e Eloy Kaviski
Departamento de Hidráulica e Saneamento, Universidade Federal do Paraná, Brasil
carolina.natel@gmail.com
mrmine.dhs@ufpr.br
eloy.dhs@ufpr.br

RESUMO: As mudanças climáticas poderão ter graves consequências nos recursos hídricos, como variações na disponibilidade hídrica, redução e/ou aumento de vazões e aumento na ocorrência de eventos extremos. Neste contexto, a adaptação da sociedade às mudanças climáticas é indispensável, o que exige a compreensão de seus impactos e o planejamento por parte dos tomadores de decisão. Atualmente, uma das abordagens existentes para avaliar os impactos das mudanças climáticas nos recursos hídricos consiste em realizar projeções hidrológicas com base em cenários de modelagem climática futura. Contudo, existem diversas fontes de incertezas que podem ser consideradas nesse método, provenientes dos cenários de emissões de gases do efeito estufa, dos modelos climáticos, da técnica de remoção de viés e da modelagem hidrológica, que podem impactar nos resultados obtidos, e consequentemente, interferir na qualidade das ações e planos de adaptação. O objetivo deste trabalho é apresentar o estado da arte quanto às incertezas inerentes aos estudos de mudanças climáticas e principais métodos que têm sido utilizados na sua quantificação. Esse conhecimento pode levar a uma nova visão do processo de modelagem hidrológica em estudos de mudança climática, promovendo uma compreensão de meios que aumentem a robustez dos estudos futuros e a confiabilidade das projeções.

ABSTRACT: Climate change may have serious consequences on water resources, such as variations in water availability, reduction and/or increase in flows and increase in the occurrence of extreme events. In this context, the adaptation of society to climate change is indispensable, which requires the understanding of its impacts and the planning by the decision makers. One of the current approaches to assessing the impacts of climate change on water resources is to carry out hydrological projections based on future climate modeling scenarios. However, there are several sources of uncertainties that can be considered in this method, from the scenarios of greenhouse gas emissions, climate models, bias removal techniques and hydrological modeling, which may have an impact on the results obtained, and consequently, to prejudice the quality of actions and adaptation plans. The aim of this work is to present the state of the art regarding the uncertainties inherent in the studies of climate change and main methods that have been used in its quantification. This knowledge can lead to a new view of the hydrological modeling process in climate change studies, promoting an understanding of ways that increase the robustness of future studies and the reliability of projections.

PALAVRAS-CHAVE: confiabilidade; métodos estatísticos; projeção hidrológica

INTRODUÇÃO

Diversos estudos têm mostrado que as mudanças climáticas poderão ter graves impactos nos recursos hídricos disponíveis em todo o mundo, como variações na disponibilidade hídrica, aumento e/ou redução de vazão, e aumento na ocorrência de eventos extremos, que variam dependendo da localização geográfica (Milly; Dunne; Vecchia, 2005). Por isso, a adaptação da sociedade às mudanças climáticas é indispensável, o que exige a compreensão de seus impactos e o planejamento por parte dos tomadores de decisão.

Modelos chuva-vazão combinados com cenários de mudanças climáticas são amplamente utilizados para avaliar o impacto das mudanças do clima na escala de bacias hidrográficas, o que requer projeções climáticas realistas e modelos hidrológicos robustos, que produzam informações confiáveis em condições climáticas variáveis. Contudo, existem diversas fontes de incertezas que podem ser consideradas nessa abordagem, provenientes dos cenários de emissões de gases do efeito estufa, dos modelos climáticos globais e regionais, da técnica de *downscaling* usada para trazer a informação à escala da bacia hidrográfica e do modelo hidrológico utilizado (Wilby, 2005).

O conhecimento sobre as incertezas inerentes aos estudos de impacto das mudanças climáticas, permite obter uma visão consistente de como os resultados devem ser interpretados e possibilita a obtenção de informações mais confiáveis sobre a resposta hidrológica, como média, desvio padrão, níveis e intervalos de confiança e a probabilidade de exceder certo valor crítico, como vazões máximas ou mínimas (Webster; Sokolov, 2000).

No Brasil, sua quantificação em estudos de impactos das mudanças climáticas não é prática frequente, e quando é abordada, geralmente considera somente àquelas relativas aos modelos climáticos e cenários e negligencia outras fontes (Adam, 2016). Uma forma de abordá-la na previsão e tomada de decisão na área de hidrologia é a partir da utilização de previsões probabilísticas, obtidas na forma de previsões por conjunto (ou por *ensemble*). Nesta modalidade de previsões, geralmente são gerados diversos cenários futuros possíveis, com o objetivo de reduzir o erro de previsão, oriundo de apenas um resultado determinístico (Fan, Ramos, Collischonn, 2015).

A média ou a mediana do conjunto das projeções do modelo é muitas vezes defendida como uma representação útil do futuro. No entanto, uma questão importante que deveria ser levantada é, e se a maioria (ou todos) os modelos se revelarem errados na projeção de uma mudança na variável de interesse? Como apontaram Fan e Collishonn (2015), não se tem uma compreensão completa do benefício e necessidade da consideração de todas as fontes de incertezas existentes no processo de previsão nos sistemas hidrológicos de previsão por conjunto, no entanto é consensual que ao menos, deveriam ser encorajadas pesquisas que avaliem os benefícios econômicos em setores dependentes de condições climáticas futuras (hidroeletricidade, irrigação, navegação, etc).

Os estudos conduzidos em bacias brasileiras que abordaram algumas dessas fontes concluíram que as alterações nas vazões e disponibilidade hídrica podem variar de acordo com o modelo climático utilizado, método de *downscaling* e/ou cenários de emissão, obtendo-se resultados divergentes entre aumento e redução das variáveis sob o efeito de mudanças climáticas em um mesmo local estudado (Adam; Collischonn, 2013, Bravo et al., 2013, Paiva; Collischonn, 2010, Nóbrega et al., 2010). Dessa forma, salienta-se a importância da análise e quantificação nesses estudos, auxiliando na projeção de impactos confiáveis que subsidiem a gestão de recursos hídricos, planejamento energético e de outros setores ligados à disponibilidade de água.

MODELOS E CENÁRIOS DE PROJEÇÃO CLIMÁTICA

Nos últimos anos, séries históricas de variáveis climáticas, tais como temperatura do ar e precipitação, são estudadas em diversas regiões do mundo, para testar hipóteses de que existem alterações no comportamento do clima. Previsões do Painel Intergovernamental sobre Mudanças Climáticas (IPCC) sugerem que pode haver um aumento acima de 2°C na temperatura média global

e uma alteração na distribuição da precipitação no mundo, decorrente das concentrações elevadas dos Gases de Efeito Estufa (GEE), caso estes continuem a ser produzidos a taxas crescentes (IPCC, 2007).

Projeções de cenários de mudanças climáticas a longo prazo, com alta resolução, são realizadas em Modelos Climáticos Regionais (RCM) a partir de *downscaling* de Modelos Climáticos Globais (GCM) (Chou et al., 2014). Para a realização de projeções do clima, os modelos do sistema terrestre são forçados por um conjunto de condições de contorno determinadas por cenários de emissões antropogênicas de dióxido de carbono e outros gases radiativamente ativos (Sampaio; Dias, 2014). As emissões antropogênicas de gases do efeito estufa são principalmente motivadas pelo tamanho da população, atividade econômica, estilo de vida, uso de energia, padrões de uso da terra, tecnologias e políticas climáticas.

As alterações climáticas projetadas pelos modelos climáticos, caracterizadas em função da emissão de gases e o aumento do efeito estufa, se refletem na modificação de variáveis representativas do clima, tais como precipitação, temperatura do ar, umidade do ar, vento, radiação solar, entre outras. Essas projeções servem como base para a aplicação em modelos hidrológicos que estimam as possíveis mudanças nas variáveis de interesse em recursos hídricos.

Os cenários utilizados para projeções climáticas, até o 4º Relatório de Avaliação (AR4) das Mudanças Climáticas, são nomeados pelas famílias A1, A2, B1 e B2, provenientes do Relatório Especial sobre Cenários de Emissão (SRES), divulgado nos anos 2000 pelo IPCC (Quadro 1).

Quadro 1. – Descrição dos cenários provenientes do Relatório Especial sobre Cenários de Emissão (SRES, 2000), famílias A1, A2, B1 e B2.

Cenário	Descrição
A1	Mundo futuro de crescimento econômico muito rápido, população global atinge um pico em meados do século e declina em seguida, rápida introdução de tecnologias novas e mais eficientes. A família de cenários A1 se desdobra em três grupos que descrevem direções alternativas da mudança tecnológica no sistema energético. Os três grupos A1 distinguem-se por sua ênfase tecnológica: A1FI: intensivo uso de combustíveis fósseis; A1T: fontes energéticas não-fósseis; A1B: equilíbrio entre todas as fontes.
A2	Mundo muito heterogêneo. Caracterizado pela autossuficiência e a preservação das identidades locais. Os padrões de fertilidade entre as regiões convergem muito lentamente, o que acarreta um aumento crescente da população. O desenvolvimento econômico é orientado primeiramente para a região, sendo que o crescimento econômico *per capita* e a mudança tecnológica são mais fragmentados e mais lentos do que nos outros contextos.
B1	Mundo convergente com a mesma população global, que atinge o pico em meados do século e declina em seguida, como no contexto A1, mas com uma mudança rápida nas estruturas econômicas em direção a uma economia de serviços e informações, com reduções da intensidade material e a introdução de tecnologias limpas e eficientes em relação ao uso dos recursos. A ênfase está nas soluções globais para a sustentabilidade econômica, social e ambiental, inclusive a melhoria da equidade, mas sem iniciativas adicionais relacionadas com o clima.
B2	Mundo em que a ênfase está nas soluções locais para a sustentabilidade econômica, social e ambiental. É um mundo em que a população global aumenta continuamente, a uma taxa inferior à do A2, com níveis intermediários de desenvolvimento econômico e mudança tecnológica menos rápida e mais diversa do que nos contextos B1 e A1. O cenário também está orientado para a proteção ambiental e a equidade social, mas seu foco são os níveis local e regional.

Fonte: IPCC, 2000.

A partir do 5º Relatório de Mudanças Climáticas (IPCC, 2013) foram criados quatro diferentes cenários de projeções para representar as consequências climáticas até o final do século XXI, denominados de Caminhos Representativos de Concentração (RCP), relacionados às concentrações equivalentes de CO_2 na atmosfera. O termo "caminho" enfatiza que não só os níveis de concentração de CO_2 a longo prazo são de interesse, mas também a trajetória tomada ao longo do tempo para alcançar esse resultado, e a palavra "representativo" significa que cada RCP fornece apenas um dos muitos cenários possíveis que levariam às características de forçamento radiativo específico (Moss et al., 2010). A descrição dos cenários RCPs é apresentada no Quadro 2.

Quadro 2. - Descrição dos cenários RCPs.

Cenário	Forçante radiativa	Concentração (ppm)	Caminho	Modelo
RCP 8.5	> 8.5 Wm^{-2} em 2100	> 1,370 CO_2 equiv. em 2100	Aumento	MESSAGE
RCP 6.0	~ 6 Wm^{-2} com estabilização após 2100	~ 850 CO_2 equiv. (com estabilização após 2100)	Estabilização sem superação	AIM
RCP 4.5	~ 4.5 Wm^{-2} com estabilização após 2100	~ 650 CO_2 equiv. (com estabilização após 2100)	Estabilização sem superação	GCAM
RCP 2.6	Pico de ~3Wm^{-2} antes de 2100 e depois declínio	Pico de ~ 490 CO2-equiv. antes de 2100 e depois declínio	Pico e declínio	IMAGE

Fonte: MOSS et al., 2010.

Os RCPs incluem um cenário de mitigação rigoroso (RCP 2.6), dois cenários intermediários (RCP 4.5 e RCP 6.0) e um cenário com emissões de GEE muito altas (RCP 8.5). Comparando as concentrações de dióxido de carbono e a variação da temperatura global entre os cenários SRES e RCP, SRES A1FI é semelhante ao RCP 8.5, SRES A1B ao RCP 6.0 e SRES B1 ao RCP 4.5. O cenário do RCP 2.6 é representativo de um cenário que visa manter o aquecimento global abaixo de 2°C acima das temperaturas pré-industriais (IPCC, 2014) porque inclui a opção de usar políticas para alcançar emissões líquidas negativas de dióxido de carbono antes do final do século, o que não acontece nos cenários SRES.

Apesar do grande avanço científico e computacional que proporcionou maior entendimento do sistema climático e permite a projeção de cenários de mudanças climáticas, ainda há grande incerteza inerente a esses dados (IPCC, 2000), principalmente na escala regional, sendo algumas variáveis mais confiáveis (temperatura) que outras (precipitação, por exemplo) (Santos et al., 2015).

Os modelos climáticos podem não representar perfeitamente o clima atual devido principalmente à influência da discretização espacial dos modelos e erros sistemáticos causados pela conceituação imperfeita dos fenômenos e processos que governam o clima (Oliveira; Pedrollo; Castro, 2015, Teutschbein; Seibert, 2012). Além de erros sistemáticos na modelagem de clima, existem outras fontes de incertezas como àquelas provenientes das emissões futuras de gases de efeito estufa, aerossóis e atividades vulcânicas e solares, inclusão de efeitos diretos do aumento na concentração de CO_2 atmosférico nas plantas e do efeito do comportamento das plantas no clima futuro e sensibilidade do clima global e padrões regionais das projeções do clima futuro simulado pelos modelos, devido às diferentes formas em que cada modelo de circulação geral da atmosfera representa os processos físicos e os mecanismos do sistema climático (Marengo, 2006).

Diante disso, alguns estudos buscam quantificá-las a partir da utilização de simulações por conjunto (*emsemble*) de diversos GCMs e/ou RCMs e cenários de emissão, nas quais os resultados das previsões são sintetizados em uma média simples, onde para cada membro é atribuído igual probabilidade de ocorrência ou a partir da utilização de aproximações probabilísticas. Na aproximação probabilística, os resultados de diferentes modelos ou integrações de um mesmo modelo são utilizados para a produção de uma Função Densidade de Probabilidade (FDP) ou uma Função Distribuição Acumulada (FDA), no qual a amplitude das curvas representa uma medida da

incerteza na projeção, e a integral entre dois limiares estabelecidos indicam a probabilidade de sua ocorrência (Santos et al., 2015).

MODELAGEM HIDROLÓGICA

A modelagem hidrológica apresenta-se como uma ferramenta essencial de análise para representar um sistema (bacia hidrográfica) no todo ou em partes, o comportamento de um processo hidrológico ou conjunto de processos, em um dado instante ou intervalo de tempo (Moreira, 2005). Atualmente, modelos hidrológicos têm sido utilizados para realizar projeções dos impactos das mudanças climáticas nos recursos hídricos em nível de bacias hidrográficas a partir de cenários climáticos fornecidos por GCMs e/ou RCMs (Amin et al., 2017, Chilkoti; Bolisetti; Balachandar, 2017, Zhang et al., 2014). A transferência dos dados de projeção climática para um modelo hidrológico tem a função de projetar o estado dos componentes da fase atmosférica para a fase terrestre do ciclo hidrológico da bacia.

Um dos produtos da modelagem hidrológica com base em cenários de mudanças climáticas é a estimativa da frequência no futuro de eventos importantes para a gestão de recursos hídricos, como por exemplo, vazões baixas que podem prejudicar a produção de energia ou sistemas de irrigação, assim como enchentes que podem danificar infraestruturas e impactar a sociedade.

Uma vez apresentadas as incertezas inerentes às projeções climáticas, é necessário destacar que estas se propagam para a modelagem hidrológica. Por exemplo, se os cenários utilizados tendem a superestimar as temperaturas no futuro, um impacto hidrológico poderia ser um aumento na evapotranspiração da bacia hidrográfica, indicando um cenário mais drástico que a realidade.

Ainda, existem as fontes próprias da modelagem hidrológica em condições estacionárias (condições climáticas e/ou características físicas), que incluem erros na estrutura do modelo, problemas no processo de calibração, e erros nos dados utilizados para a calibração (Brigode; Oudin; Perrin, 2013). Em condições não estacionárias, como em estudos de mudanças climáticas, adicionam-se ainda a instabilidade de parâmetros, que podem ocorrer devido às possíveis alterações nas características físicas e de captação nos processos dominantes. Os erros de estrutura do modelo e a estabilidade de seus parâmetros são consideradas como as duas principais fontes na etapa de modelagem hidrológica (Adam, 2016). Para a quantificação dos erros inerentes à modelagem hidrológica (estrutura), o método geral consiste em avaliar a resposta hidrológica de diferentes modelos chuva-vazão, numa abordagem de simulação por conjunto (Wilby; Harris, 2006).

INCERTEZAS DAS MUDANÇAS CLIMÁTICAS NO RECURSOS HÍDRICOS

Muitos estudos conduzidos ao redor do mundo investigaram o efeito das mudanças climáticas na resposta hidrológica de bacias hidrográficas. As análises de vazões de rios na América do Sul e no Brasil apontam para aumentos entre 2% e 30% na bacia do Rio Paraná e nas regiões vizinhas no Sudeste da América do Sul (Milly; Dunne; Vecchia, 2005), consistente com as análises de tendência de chuva observada na região (Marengo, 2008). No entanto, a maioria desses estudos não abordam a quantificação das incertezas associadas aos resultados apresentados, ainda que seja fundamental para o desenvolvimento de planos e estratégias de adaptação robustos, reduzindo os riscos associados às decisões em recursos hídricos.

Existe um consenso na literatura sobre a importância relativa das diferentes fontes de incerteza. Os resultados indicam que o GCM domina outras fontes em estudos de impacto hidrológico (Wilby; Harris, 2006, Prudhomme; Davies, 2009, Kay et al., 2009, Arnell, 2011). No entanto, alguns estudos afirmam que a previsão dos modelos hidrológicos pode estar na mesma faixa de importância ou até maior que a climática (Goderniaux et al., 2015, Dams et al., 2015, Zhang; Xu; Fu, 2014, Bastola et al., 2011). Ainda, a importância dessas fontes pode variar temporalmente e sob a escala de análise escolhida (Shrestha et al., 2016) e variável em análise (vazões baixas ou vazões altas) (Meresa; Romanowicz, 2016).

Atualmente, as abordagens adotadas para o estudo de impacto das mudanças climáticas incluem a avaliação sem qualquer quantificação desse parâmetro (Gosain; Rao; Basuray, 2006; Thodsen, 2007), focam apenas na climática e negligenciam a hidrológica (Woldemeskel; Sharma; Mehrotra, 2014) ou mesmo tomam uma única projeção climática e avaliam apenas a hidrológica (Steele-Dunne et al., 2008).

A análise multi-propagação é utilizada para detectar a incerteza total do conjunto, em vez da análise de propagação única, na qual os elementos de uma única fonte são variados enquanto os de outras são estáticos. Esta análise considera todas as combinações possíveis de elementos entre as fontes e as contribuições de cada uma para a estimativa total e os efeitos das interações entre as fontes podem ser decompostos, por exemplo, por análise de variância (Meresa; Romanowicz, 2016, Addor et al., 2014). Exemplos de estudos que contemplaram a análise de diversas fontes de incerteza como modelos climáticos, cenários de emissão e modelagem hidrológica foram os trabalhos conduzidos por Meresa e Romanowicz, 2017, Addor et al, 2014 e Minville et al., 2008.

Estudos em bacias hidrográficas brasileiras têm utilizado diferentes modelos climáticos globais para estimar os impactos de mudanças climáticas, no entanto poucos têm avaliado a influência das demais fontes de incertezas. Uma síntese de trabalhos publicados no Brasil que avaliaram os impactos de mudanças climáticas contemplando essa análise é apresentada no trabalho de Adam (2016), o qual aponta as divergências nos resultados. Adam et al. (2015) concluíram que os impactos do cenário A1B sobre as vazões da bacia do Paraná são altamente dependentes do membro de perturbação do modelo utilizado para obter as projeções climáticas e na maioria dos casos as vazões máximas projetadas estão dentro dos limites de incerteza em relação às series atuais. Os resultados apontaram que a variabilidade natural do clima pode ser tão importante quanto a influência de mudanças climáticas e a incerteza aumenta com a ampliação do horizonte de tempo analisado.

ANÁLISE E QUANTIFICAÇÃO DAS INCERTEZAS

Processos que não são totalmente compreendidos, e cujos resultados não podem ser previstos com precisão, frequentemente são denominados incertos. A incerteza é atribuída à falta de informações perfeitas sobre os fenômenos, processos e dados envolvidos na definição e resolução de um problema, condição gerada pela falta de controle sobre a ocorrência de determinados eventos (Mays; Tung, 1992).

É importante enfatizar a diferença entre o termo erro e incerteza, o primeiro expressa a diferença entre um valor simulado ou medido e o valor verdadeiro, enquanto o outro está associado ao sentido probabilístico, uma vez que trata da variação nos resultados de um evento aleatório, dos distúrbios derivados de considerações errôneas ou da distribuição de erros associados com as quantidades observadas ou estimadas. A maioria das entradas e saídas de processos na área de recursos hídricos não são conhecidas com certeza. Por isso, ignorar esse fator em estudos hidrológicos pode levar a conclusões incorretas sobre os fenômenos que se buscam representar (Loucks; Van Beek, 2005).

Os fenômenos naturais, incluindo os hidrológicos, contêm incertezas que lhes são inerentes sendo que existem duas fontes: (i) a aleatoriedade natural associada às possíveis ocorrências (ou realizações) de um certo fenômeno; e (ii) as imperfeições e/ou insuficiências do conhecimento humano sobre os processos que determinam tais ocorrências. As aleatórias, podem ser expressas em termos da maior ou menor variabilidade de uma ou mais das variáveis (ou grandezas mensuráveis) associadas ao fenômeno em estudo. Já as do segundo tipo resultam da interpretação imperfeita ou imprecisa da realidade subjacente ao referido fenômeno, por parte dos modelos teóricos e/ou físicos utilizados para o caracterizar (Naghettini; Portela, 2011).

Em resumo, em todas as situações reais, não se conhece o valor verdadeiro da grandeza que se pretende conhecer, e por isso é então necessário obter a melhor representação desse valor verdadeiro e a incerteza associada a este erro. Uma boa estimativa do valor verdadeiro da grandeza pode ser obtida a partir da repetição dos experimentos, sendo a melhor estimativa obtida da média

dos resultados dos experimentos. Contudo, a repetição dos experimentos auxilia no controle de erros aleatórios, mas não dos erros sistemáticos. Estes dois erros devem ser combinados para a estimativa do erro final.

A análise da incerteza em hidrosistemas ou seus componentes requer o uso de probabilidade e estatística. Uma forma de análise é baseada no conceito de intervalo de confiança, sendo que este é um intervalo estimado de um parâmetro de interesse de uma população. Em vez de estimar o parâmetro por um único valor, é dado um intervalo de estimativas prováveis. O quanto estas estimativas são prováveis será determinado pelo coeficiente de confiança $(1-\alpha)$, para $\alpha \in (0,1)$.

Intervalos de confiança (IC) são usados para indicar a confiabilidade de uma estimativa. Por exemplo, sendo todas as estimativas iguais, uma pesquisa que resulte num IC pequeno é mais confiável do que uma que resulte num IC maior. O IC depende do desvio padrão e da distribuição estatística do fenômeno, sendo que o Teorema do Limite Central afirma que a soma de muitas variáveis independentes aleatórias e com mesma distribuição de probabilidade sempre tende a uma distribuição normal.

De acordo com Vuolo (2008), as principais formas para indicar a incerteza são: incerteza padrão (σ), incerteza expandida com confiança P ($k\sigma$), limite de erro (L) e erro provável (Δ). O parâmetro σ pode ser definido como o desvio padrão da distribuição dos erros, já $k\sigma$ é um múltiplo da incerteza padrão. O parâmetro L é o valor máximo admissível para o erro e erro provável é o valor Δ que tem 50% de probabilidade de ser excedido pelo erro η, em módulo, porém este indicador não é muito usado atualmente.

Além das incertezas individuais, é conveniente estimar a propagação destas em uma grandeza w $(x, y, z,...)$, a partir das σ_x, σ_y, σ_z,... e das covariâncias associadas às grandezas x, y, z,...

A análise multi-propagação pode ser utilizada para detectar a estimativa total do conjunto (isto é, incerteza geral nas avaliações de mudanças climáticas), em vez da análise de propagação única, na qual os elementos de uma única fonte são variados enquanto os de outras são estáticos. Esta análise considera todas as combinações possíveis de elementos entre as fontes e suas contribuições para a estimativa geral e os efeitos das interações entre elas (Meresa; Romanowicz, 2016, Addor et al., 2014).

Segundo Vuolo (2008), se os erros nas variáveis x, y, z,... são completamente independentes entre si, σ em w (Equação 1) é, em primeira aproximação, dada por:

$$\sigma_w^2 = \left(\frac{\partial w}{\partial x}\right)^2 \sigma_x^2 + \left(\frac{\partial w}{\partial y}\right)^2 \sigma_y^2 + \left(\frac{\partial w}{\partial z}\right)^2 \sigma_z^2 + \cdots \qquad [1]$$

Uma expressão mais completa quando os erros não são completamente independentes é dada pela Equação 2.

$$\sigma_\omega^2 = \left(\frac{\partial w}{\partial x}\right)^2 \sigma_x^2 + \left(\frac{\partial w}{\partial y}\right)^2 \sigma_y^2 + \left(\frac{\partial w}{\partial z}\right)^2 \sigma_z^2 + \cdots + 2\left(\frac{\partial w}{\partial x}\right)\left(\frac{\partial w}{\partial y}\right)\sigma_{xy}^2 + 2\left(\frac{\partial w}{\partial x}\right)\left(\frac{\partial w}{\partial z}\right)\sigma_{xz}^2 + + 2\left(\frac{\partial w}{\partial y}\right)\left(\frac{\partial w}{\partial z}\right)\sigma_{yz}^2 + \cdots \qquad [2]$$

A equação geral para propagação de incerteza fornece uma informação importante acerca do quanto uma determinada variável influi na precisão final da quantidade chave. A sensibilidade é dada pelo termo da Equação 3, sendo que quanto maior o valor de S_i, maior será o peso daquela variável no resultado final.

$$S_i = \frac{\partial f}{\partial xi} \qquad [3]$$

ANÁLISE DE VARIÂNCIA

A utilização da Análise de Variância (ANOVA) tem sido uma técnica frequentemente utilizada (Meresa; Romanowics, 2017, Vetter et al., 2017, Addor et al., 2014, Bosshard et al., 2013). Na abordagem ANOVA, escolhe-se a variância da projeção como uma estimativa de sua incerteza e quantifica-se a contribuição das diferentes fontes para a incerteza total (Addor et al., 2014).

Meresa e Romanowicks utilizaram ANOVA para identificar a contribuição relativa de cada fonte, correspondente aos conjuntos de parâmetros (P), modelos climáticos (C) e conjuntos de distribuição de parâmetros (D), a partir do espalhamento da mudança do quantil de vazão no futuro próximo e distante, segundo o modelo ANOVA descrito na Equação 4.

$$T_{ijk} = \mu + P_i + C_j + D_k + (P+C)_{ij} + (P+D)_{ik} + (C+D)_{jk} + \varepsilon_{ijk} \quad [4]$$

Em que T_{ijk} é o erro total da soma quadrada para o indicador hidrológico extremo específico (por exemplo, mudança relativa no quantil de vazões máximas no período de retorno de 30 anos), para o i-ésimo conjunto de parâmetros, j-ésimo modelo climático e k-ésimo intervalo de distribuição de parâmetros, μ é a média geral, e ε_{ijk} denota o erro branco de Gauss.

MODELO DA MÉDIA BAYESIANA

Outro modelo que pode ser empregado é o Modelo de Média Bayesiana (BMA), que combina distribuições preditivas de diferentes fontes de incerteza. A aplicação deste modelo está crescendo em projeções *emsemble* para produzir projeções médias e probabilísticas de impactos de mudanças climáticas.

Neste método, a Função Densidade de Probabilidade (FDP) de qualquer variável de interesse é uma média ponderada de FDPs centradas nas previsões individuais, onde os pesos são iguais às probabilidades posteriores dos modelos que geram as previsões, e reflete em contribuições relativas dos modelos para a habilidade preditiva no período de treinamento. Os pesos do BMA podem ser usados para avaliar a utilidade dos membros do grupo, e isso pode ser usado como base para selecionar os membros do conjunto para previsão (Bastola; Murphy; Sweeney, 2011).

A descrição que segue refere-se a metodologia empregada por Bastola et al. (2011), para aplicação do BMA.

Na situação em que vários modelos $\{f_1, \ldots, f_k\}$ são teoricamente possíveis, é arriscado basear a inferência nas estimativas pontuais de um único modelo f_k. BMA permite contabilizar este tipo de incerteza a partir da distribuição preditiva da quantidade de interesse (Equação 5), o cálculo é feito a partir da média da distribuição preditiva posterior da quantidade derivada de cada modelo individual ponderada pelas correspondentes probabilidades posteriores do modelo.

$$p(\Delta|f_1, \ldots, f_k, D) = \sum_{k=1}^{K} p(\Delta|f_k, D)p(f_k|D) \quad [5]$$

A probabilidade posterior do modelo $p(f_k|D)$ do modelo f_k de acordo com os dados é pela Equação 6.

$$p(f_k|D) \alpha p(D|f_k)p(f_{k)} \quad [6]$$

Em que a constante de proporcionalidade é escolhida de modo que o modelo de probabilidade posterior some um. A probabilidade anterior, p(f_k), na Equação 6 apresenta a preferência do modelo f_k antes da reavaliação. Portanto, um modelo com histórico de melhor desempenho terá um maior peso na aplicação futura. Note-se que sem qualquer conhecimento prévio da preferência do modelo, a probabilidade anterior é assumida como tendo uma distribuição uniforme entre os modelos N. A quantidade p (D|f_k) é a probabilidade integrada do modelo f_k.

A média e a variância posterior de Δ são apresentadas nas Equações 7 e 8, respectivamente.

$$E[\Delta|f_1,\dots,f_k,\mathrm{D})] = \sum_{k=1}^{K} w_k\ \widehat{\Delta_k} \quad [7]$$

$$Var[\Delta|f_1,\dots,f_k,D)] = \sum_{k=1}^{K}(Var(\Delta|D,f_k) + \widehat{\Delta_k})w_k - E(\Delta|D)^2 \quad [8]$$

Em que $\widehat{\Delta_k} = (E\Delta|D,f_k)$. Note-se que peso $w_k$tem um valor apenas entre 0 e 1. Um valor maior indica maior preferência na predição. Nesta aplicação, a FDP de cada modelo no momento t é modelado por uma distribuição gama (Equação 9) com variância heteroscedástica (Equação 10).

$$p(\Delta|f_k) = \Delta^{\propto_k - 1} e^{\left(\frac{\Delta}{\beta_k}\right)} / (\Gamma(\alpha_k)\Theta^{\propto_k}) \quad [9]$$

$$\alpha = \frac{{\mu_k}^2}{{\mathfrak{G}_k}^2}; \beta_k = \frac{{\mathfrak{G}_k}^2}{\mu_k};\ \mu_k = f_k; {\mathfrak{G}_k}^2 = b.f_k + c \quad [10]$$

$$l(w_1,\dots,w_k|{\mathfrak{G}_1}^2,\dots,{\mathfrak{G}_k}^2,\Delta) = \sum_{t=1}^{n} \log\left(w_1\, p(\Delta|f_1) + \cdots + w_k p(\Delta|f_k)\right) \quad [11]$$

Onde b e c na Equação 10 são os coeficientes que relacionam a saída do modelo com as variações do modelo. Como a vazão é diferente de zero e a distribuição da vazão diária é altamente distorcida, a FDP de cada modelo é modelada usando distribuição gama. Em cada passo do tempo, a FDP escolhida é centrada nas previsões individuais com uma variância associada que é heterocedástica e depende diretamente na previsão da vazão real. Os parâmetros do BMA, ou seja, pesos e variâncias, podem ser obtidas a partir da vazão observada histórica usando amostragem de *Markov Chain Monte Carlo* (MCMC).

As previsões probabilísticas da vazão diária são derivadas com base em previsões individuais determinísticas obtidas a partir de cada modelo hidrológico e seu peso e variância. O procedimento utilizado por Bastola (2011) para gerar previsões probabilísticas para cada etapa de tempo t é descrito abaixo:

Etapa 1: Selecionar os modelos k que podem ser estrutural ou parametricamente diferentes.

Etapa 2: Gerar conjuntos de previsão de modelo $\widehat{y_{i,k}}\ (i = 1,2,\dots,; k = 1,2,\dots,K)$

Etapa 3: Calcular pesos w_k e variância Var_k para cada um dos modelos selecionados.

Etapa 4: Gerar uma nova previsão baseada em modelo $\hat{Y}$ usando a Equação 7.

Etapa 5: As previsões probabilísticas são feitas usando o peso médio (w_k) e parâmetros de variância (Var_k) da seguinte forma:

- Selecionar um modelo concorrente individual (f_k) com probabilidade proporcional ao seu peso.

- Obter amostra da distribuição de probabilidade associada com a saída de cada modelo individual.

- Repetir os dois passos acima para obter uma amostra de vários valores que representam a distribuição da vazão no tempo t e, subsequentemente, derivar o intervalo de incerteza.

CONCLUSÃO

Apesar da análise das incertezas não ser um tema recente na área de mudanças climáticas e hidrologia, muitos estudos não incluem essa análise em seus resultados. No entanto, sem a inclusão desse fator, os estudos podem indicar variações que não representem as condições futuras, e acabar por prejudicar a gestão dos recursos hídricos. A propagação desse parâmetro durante as etapas de aquisição de dados, tratamento dos dados, modelagem e análise dos resultados faz com que as mudanças climáticas ainda sejam foco de especulação e até mesmo, contradição.

Os métodos anteriormente empregados em trabalhos, que avaliavam a incerteza unitária de fontes diversas devem ser substituídos por análises conjuntas, através de métodos como o BMA ou ANOVA. Essa abordagem deveria ser considerada padrão para os estudos de impactos de mudanças

climáticas nos recursos hídricos a fim de melhorar a qualidade e confiabilidade dos resultados obtidos, e consequentemente, os planos e ações desenvolvidos pelos tomadores de decisão.

REFERÊNCIAS

Adam, K. N. (2016). "Incertezas e impactos de mudanças climáticas sobre o regime de vazões na bacia hidrográfica do rio Uruguai". 2016. Tese (Doutorado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre.

Adam, K. N. et al. (2015). "Mudanças climáticas e vazões extremas na bacia do Rio Paraná". Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Vol. 20, No. 4, pp. 999-1007.

Adam, K. N.; Collischonn, W. (2013) "Análise dos impactos de mudanças climáticas nos regimes de precipitação e vazão na bacia hidrográfica do rio Ibicuí". Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Vol. 18, No. 3, pp. 69-79.

Addor, N. et al. (2014). "Robust changes and sources of uncertainty in the projected hydrological regimes of Swiss catchments". Water Resources Research, Vol. 50, pp. 7541–7562.

Amin et al. (2017). "Future climate change impact assessment of watershed scale hydrologic processes in Peninsular Malaysia by a regional climate model coupled with a physically-based hydrology model". Science of the Total Environment, v. 575, p. 12-22.

Arnell, N. W. (2011). "Uncertainty in the relationship between climate forcing and hydrological response in UK catchments". Hydrology and Earth System Science, Vol. 15, pp. 897–912.

Bastola, S., Murphy, C., Sweeney, J. (2011). "The role of hydrological modelling uncertainties in climate change impact assessments of Irish river catchments". Advances in Water Resources, Vol. 34, pp. 562–576.

Bravo, J. M. et al. (2013). "Impact of projected climate change on hydrologic regime of the Upper Paraguay River basin". Climatic Change.

Brigode, P., Oudin, L., Perrin, C. (2013). "Hydrological model parameter instability: A source of additional uncertainty in estimating the hydrological impacts of climate change?". Journal of Hydrology, 476, 410-425.

Bosshard, T. et al. (2013). "Quantifying uncertainty sources in an ensemble of hydrological climate-impact projections". Water Resources Research, 49(3), 1523-1536.

Chilkoti, V.; Bolisetti, T.; Balachandar, R. (2017). "Climate change impact assessment on hydropower generation using multi-model climate ensemble". Renewable Energy, v. 109, p. 510-517.

Chou, S. C. et al. (2014). "Evaluation of the Eta simulations nested in three global climate models". American Journal of Climate Change, v. 03, n. 05, p. 438–454.

Dams, J. et al. (2015). "Multi-model approach to assess the impact of climate change on runoff". Journal of Hydrology, Vol.529, pp. 1601-1616.

Fan, F. M., Ramos, M. H.; Collischonn, W. (2015). "Sobre o uso de previsões hidrológicas probabilísticas para tomada de decisão". Revista Brasileira de Recursos Hídricos, *20*(4), 914-926.

Goderniaux, P. et al. (2015). "Uncertainty of climate change impact on groundwater reserves – Application to a chalk aquifer". Journal of Hydrology, Vol. 528, pp. 108-121.

Gosain; A. K.; Rao, S.; Basuray, D. (2006). "Climate change impact assessment on hydrology of Indian river basins". Current Science, Vol. 90, No. 3, pp. 346-353.

IPCC (2014). "Synthesis Report". In: Climate Change 2014: Contribution of Working Groups I, II and III to the Fifth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change [Core Writing Team, R.K. Pachauri and L.A. Meyer (eds.)]. IPCC, Geneva, Switzerland, 151 pp.

IPCC (2013). “The physical science basis”. In: Climate change 2013: Working group I contribution to the fifth assessment report of the intergovernmental panel on climate change, Intergovernmental Panel on Climate Change, Geneva.

IPCC (2007). “Summary for policymakers”. In: PARRY, M. L. et al. (Ed.). Climate change 2007: impacts, adaptation and vulnerability; contribution of the Working Group II to the Fourth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change. Cambridge (UK): Cambridge University Press, p. 7-22. Disponível em: <https://www.ipcc.ch/pdf/assessment-report/ar4/wg2/ar4_wg2_full_report.pdf>. Acesso em: 04 de jul. 2017.

IPCC (2000). “Summary for Policymakers: Emissions Scenarios. A special report of working group III of the Intergovernmental Panel on Climate Change”. Group, p. 20.

Kay, A. L. et al. (2009). “Comparison of uncertainty sources for climate change impacts: flood frequency in England”. Climatic Change, Vol. 92, pp. 41-63.

Loucks, D. P.; Van Beek, E. (2005). “Water resources systems planning and management”. United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization.

Marengo, J. A. (2008). “Água e mudanças climáticas”. Estudos Avançados, v. 22, n. 63, p. 83-96.

Marengo, J. A. (2006). “Mudanças climáticas globais e seus efeitos sobre a biodiversidade: caracterização do clima atual e definição das alterações climáticas para o território brasileiro ao longo do século XXI”. Brasília: MMA.

Mays, L. W.; Tung, Y. K. (1992). “Hydrosystems Engineering & Management” McGraw Hill. *United States of America*.

Meresa, H. K.; Romanowicz, R. J. (2017). “The critical role of uncertainty in projections of hydrological Extremes”. Hydrology and Earth System Sciences: Discussions, Vol. 21, pp. 4245–4258.

Milly, P. C. D.; Dunne, K.A.; Vecchia, A.V. (2005). “Global pattern of trends in streamflow and water availability in a changing climate”. Nature, Vol. 438, pp. 347-50.

Minville M.; Brissette F., Leconte R. (2008). “Uncertainty of the impact of climate change on the hydrology of a nordic watershed”. Journal of Hydrology, Vol. 358, pp. 70– 83.

Moreira, I. A. (2005). “Modelagem hidrológica chuva-vazão com dados de radar e pluviômetros”. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Hidrológica) – Universidade Federal do Paraná. UFPR: Curitiba.

Moss, R. H. et al. (2010). “The next generation of scenarios for climate change research and assessment”. Nature, v. 463, n. 7282, p. 747–756.

Naghettini, M., & Portela, M. M. (2011). “Probabilidade e estatística aplicadas à hidrologia”. *Texto de apoio à unidade curricular Hidrologia e Recursos Hídricos do 3º ano do Mestrado Integrado em Engenharia Civil*.

Nóbrega, M. T. et al. (2011). “Uncertainty in climate change impacts on water resources in the Rio Grande Basin, Brazil”. Hydrology and Earth System Sciences, Vol. 15, pp. 585-595.

Oliveira, G. G.; Pedrollo, O. C.; Castro, N. M. R. (2015). “Stochastic approach to analyzing the uncertainties and possible changes in the availability of water in the future based on scenarios of climate change”. Hydrology and Earth System Sciences, v. 19, n. 8, p. 3585–3604.

Paiva, R. C. D.; Collischonn, W. (2010). Climate change impacts on Quarai river flow. Climate and Water Resources Modelling, edited by: Fung, CF, Lopez, A., and New, M., John Willey & Sons.

Prudhomme, C.; Davies, H. (2009). “Assessing uncertainties in climate change impact analyses on the river flow regimes in the UK. Part 1: baseline climate”. Climatic Change, Vol. 93, pp. 177-195.

Sampaio, G.; Dias, P. L. D. S. (2014). “Evolução dos modelos climáticos e de previsão de tempo e clima”. Revista USP, n. 103, p. 41.

Santos, T. S. et al. (2015). “Incertezas das projeções de mudanças climáticas: análise preliminar”. Ciência e Natura, Santa Maria, v. 37, Ed. Especial SIC, p. 63 – 68l.

Shrestha et al. (2016). “Uncertainty in flow and sediment projections due to future climate scenarios for the 3S rivers in the Mekong Basin”. Journal of Hydrology, Vol. 540, pp. 1088–1104.

Steele-Dunne, S. et al. (2008). “The impacts of climate change on hydrology in Ireland”. Journal of Hydrology, Vol. 356, pp. 28– 4.

Teutschbein C.; Seibert J. (2012). “Bias correction of regional climate model simulations for hydrological climate-change impact studies: Review and evaluation of different methods”. Journal of Hydrology, v. 456–457, p. 12–29.

Thodsen, H. (2007). “The influence of climate change on stream flow in Danish rivers”. Journal of Hydrology, Vol. 333, pp. 226– 238.

Vetter, T. et al. (2017). “Evaluation of sources of uncertainty in projected hydrological changes under climate change in 12 large-scale river basins”. Climatic Change, 141(3), 419-433.

Vuolo, J. H. (1996). “Fundamentos da teoria de erros”. São Paulo: Edgard Blücher.

Webster, M. D.; Sokolov, A. P. (2000). “A methodology for quantifying uncertainty in climate projections”. Climatic Change, Vol. 46, pp. 417–446.

Wilby, R. L.; Harris, Y. (2006). “A framework for assessing uncertainties in climate change impacts: Low-flow scenarios for the River Thames, UK”. Water Resources Research, Vol. 42, W02419.

Wilby, R. L. (2005). “Uncertainty in water resource model parameters used for climate change impact assessment”. Hydrological Processes, v. 19, p. 3201-3219.

Woldemeskel, F. M.; Sharma, A.; Sivakumar, B.; Mehrotra, R. (2014). “A framework to quantify GCM uncertainties for use in impact assessment studies”. Journal of Hydrology, Vol. 519, pp. 1453-1465.

Zhang, X.; Xu, Y-P.; Fu, G. (2014). “Uncertainties in SWAT extreme flow simulation under climate change”. Journal of Hydrology, No. 515, pp. 205-222.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

IMPACTO HIDROLÓGICO DA BARRAGEM OESTE EM TAIÓ, BRASIL, NO AMORTECIMENTO DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ DO OESTE

Carolina Natel de Moura, Laís Gonçalves Fernandes, Júlio Gomes, Guilherme Xavier de Miranda Jr, Everton Vieira

Departamento de Hidráulica e Saneamento, Universidade Federal do Paraná, Brasil
carolina.natel@gmail.com, *laisgfernades@gmail.com*, *jgomes.dhs@ufpr.br*
Empresa de Pesquisa Agropecuária e Extensão Rural – EPAGRI, Brasil
gmiranda@epagri.sc.gov.br, evertonvieira@epagri.sc.gov.br

RESUMO: O aumento na ocorrência de eventos extremos de cheias torna necessário o estudo aprofundado de suas causas, impactos e medidas de mitigação. Uma das principais medidas estruturais utilizadas para minimizar as consequências destes eventos é a barragem de contenção de cheias. O objetivo deste trabalho foi estudar o impacto hidrológico da barragem Oeste no amortecimento de cheias do Rio Itajaí do Oeste, considerando dois diferentes cenários de operação do reservatório: com todas as comportas de fundo abertas (Caso 1) e com apenas uma comporta de fundo aberta (Caso 2). A operação da barragem com todas as comportas abertas (Caso 1) reduziu a vazão de pico em até 79,5% e com apenas uma comporta aberta (Caso 2) em até 65,1%, assim como retardou a ocorrência das vazões de pico nos dois casos. As vazões à jusante permaneceram elevadas por um maior tempo no Caso 1. Por outro lado, o Caso 2 resultou em operação do vertedouro de soleira livre em todos os eventos analisados. O conhecimento do funcionamento da barragem durante eventos hidrológicos extremos aumenta o potencial de controle sobre o escoamento dessas estruturas de contenção, sendo que o Método de *Puls*, apesar de simples, pode ser considerado uma ferramenta auxiliar para a equipe de profissionais que atua na minimização das enchentes do Rio Itajaí do Oeste.

ABSTRACT: The increase in the frequency of extreme flood events makes necessary to study in depth their causes, impacts and mitigation measures. One of the main structural measures used to minimize the consequences of such events is flood control dam. The aim of this work was to study the hydrological impact of the Oeste dam on flood abatement in Itajaí do Oeste River, considering two different reservoir operation scenarios: all bottom outlet gates opened (Case 1) and only one bottom outlet gate opened (Case 2). The dam operation with all outlet gates opened (Case 1) reduced the peak flow in up to 79.5% and with only one bottom outlet gate opened (Case 2) in up to 65.1%, as well as delayed the peak time in both cases. Downstream flows remained high for a longer time in Case 1. On the other hand, Case 2 produced uncontrolled spillway operation in all the analyzed events and, once the reservoir reaches its maximum capacity, it is no longer possible to control downstream flows. Knowledge of dam operation during extreme hydrological events increases the control capacity of these detention structures. Furthermore, Puls Method, even being a simple method, can be considered as an auxiliary tool to the professional team who works towards the minimization of the floods in Itajaí do Oeste River.

PALAVRAS-CHAVE: método de Puls; controle de cheias; contenção de cheias.

INTRODUÇÃO

Eventos hidrológicos extremos, como enchentes e inundações, estão relacionados principalmente às características climáticas, fisiográficas e de uso e ocupação do solo das bacias hidrográficas. A frequência destes eventos tem aumentado nos últimos anos, contudo suas causas não podem ser determinadas com exatidão, abrangendo desde mudanças climáticas globais e variabilidade natural do clima até alterações no uso e ocupação do solo das bacias hidrográficas.

Para a minimização dos impactos relacionados aos eventos hidrológicos extremos, podem ser adotadas medidas estruturais e/ou não-estruturais. As medidas estruturais referem-se àquelas que visam controlar as inundações por meio de obras hidráulicas como barragens, diques, canalização, entre outras. Já as medidas não estruturais englobam métodos preventivos, tais como zoneamento de áreas de inundação e sistemas de alerta ligados à Defesa Civil.

Basicamente, as medidas estruturais consistem em técnicas que modificam o rio e as medidas não estruturais envolvem a convivência do homem com o rio. Segundo Barbosa (2006), não se pode achar que as tais medidas poderão controlar totalmente as inundações, estas apenas minimizam suas consequências e, para o controle eficiente das cheias, torna-se necessária a associação de medidas estruturais e não estruturais.

No Brasil, não existe um programa sistemático de controle de enchentes em nível nacional que envolva seus diferentes aspectos. O que se observa são ações isoladas por parte de alguns estados e municípios. Por exemplo, no vale do rio Itajaí no estado de Santa Catarina, por ser uma região com recorrência de desastres naturais, medidas estruturais e não estruturais foram implantadas, a fim de evitar os danos à população. Uma das principais medidas aplicadas é do tipo estrutural, composta pela existência de três barragens de contenção de cheias, sendo elas: a Barragem Oeste, em Taió; a Barragem Sul, em Ituporanga; e a Barragem Norte, em José Boiteux, localizadas em rios afluentes ao rio Itajaí-Açu.

A barragem Oeste, objeto de estudo deste trabalho, é a principal medida estrutural de proteção contra enchentes usada na bacia do Rio Itajaí do Oeste. De acordo com Cordero *et al*. (2003), um reservatório de controle de enchentes retém parte do volume da água que constitui a onda de cheia por um certo tempo, reduzindo as vazões em comparação ao que ocorreria naturalmente naquela bacia hidrográfica. Como consequência disso, prolonga-se a duração da cheia neste rio, mas alcançam-se valores toleráveis de vazão e nível de água no rio à jusante.

De acordo com o Ministério de Integração Nacional (MIN, 2002), a operação de barragens em condição de cheia é normalmente baseada na cota do reservatório, taxa de elevação desta cota, precipitação pluviométrica, estação do ano e previsão do tempo. Por isso, o conhecimento da resposta hidrológica do reservatório é fundamental para complementar essas informações, durante a ocorrência dos eventos de cheia.

Atualmente, o maior desafio dos tomadores de decisão na operação da barragem Oeste é definir as manobras de abertura e fechamento de comportas de forma a maximizar a proteção das áreas localizadas a jusante da barragem. Neste contexto, o presente trabalho teve como objetivo comparar os hidrogramas efluentes e os níveis de água na Barragem Oeste, localizada no rio Itajaí do Oeste, no município de Taió/SC, nos eventos de cheia observados entre 26/02/2013 e 10/11/2017. Foram analisados dois cenários hipotéticos de operação da barragem: comportas de fundo totalmente abertas (Caso 1 - sem controle) e apenas uma comporta de fundo aberta (Caso 2). Estas duas situações representariam situações diametralmente opostas para a definição de regras de operação da barragem Oeste.

MATERIAIS E MÉTODOS

A bacia hidrográfica do Rio Itajaí está localizada na vertente do litoral, cujo principal rio é o Itajaí-Açu, formado pelos rios Itajaí do Oeste, Itajaí do Sul e Itajaí do Norte, também chamado de Hercílio. Esta bacia hidrográfica é a maior da Vertente do Atlântico, com uma área total de 15.000 km², correspondendo a 16,5% do território catarinense e cujos cursos de água totalizam 24.171 km

de extensão (Grando, 2011). O rio Itajaí do Oeste, na barragem Oeste (Figura 1), possui área de drenagem de 649 km² com uso e ocupação do solo composto principalmente por áreas agrícolas e florestais e com comprimento total dos cursos de água igual a 95,2 km.

O clima da região, segundo a classificação climática de Köeppen, é Cfa (clima temperado, úmido em todas as estações e verão quente). A precipitação média anual é igual a 1.544 mm, sendo janeiro o mês com a maior média (181 mm), abril o mês com a menor média (86 mm) (Figura 2). A máxima precipitação diária observada na estação pluviométrica de Taió (02749003), durante o período de 1930 a 2017, foi de 170,7 mm em 28/02/1996.

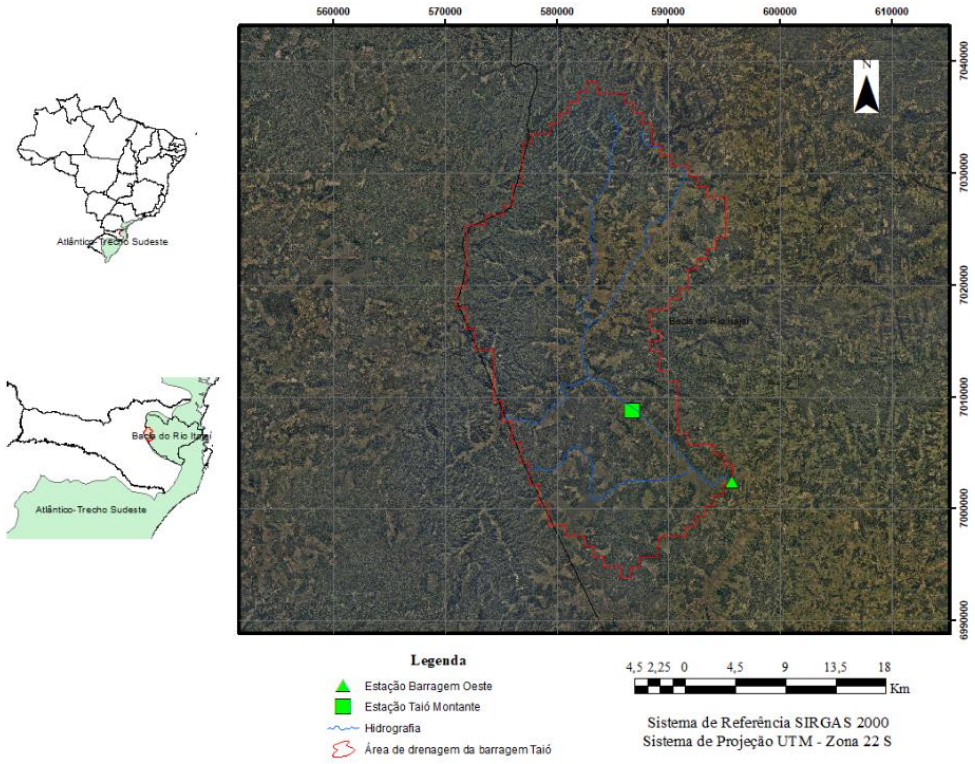


Figura 1. – Localização da Barragem Oeste, localizada no rio Itajaí do Oeste, em Taió/SC, Brasil.

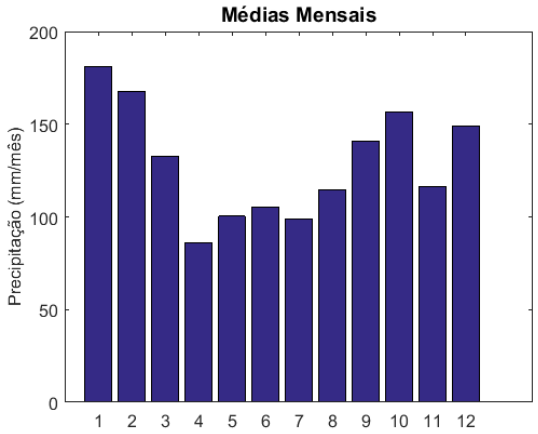


Figura 2. – Precipitação média mensal observada na estação pluviométrica Taió (02749003).

A Barragem Oeste tem a finalidade de atenuar os efeitos das cheias no rio Itajaí do Oeste, afluente do Rio Itajaí. A Tabela 1 apresenta as principais características da Barragem Oeste de interesse para o desenvolvimento do estudo. Do ponto de vista hidráulico, a barragem Oeste possui sete comportas localizadas no corpo da barragem e que, em épocas de cheia, com níveis altos no reservatório, operam hidraulicamente como orifícios. Uma das comportas da barragem é mantida sempre aberta, a fim de garantir vazão à jusante na condição de baixas e médias vazões.

A barragem Oeste também possui em seu corpo um vertedor de soleira livre, portanto sem controle, e cuja cota da crista é superior à cota das comportas. O vertedor começa a operar quando o nível de água no reservatório atinge a sua cota da crista. Nesta condição, diz-se que houve vertimento da barragem e representa a possibilidade de uma situação crítica para as regiões à jusante da barragem. No presente estudo, foram analisadas duas situações de operação da barragem:

- Caso 1: Operação da barragem com todas as comportas abertas durante a ocorrência do evento de cheia;
- Caso 2: Operação da barragem com apenas uma comporta aberta durante a ocorrência do evento de cheia.

Tabela 1. – Características da Barragem Oeste.

Item	**Discriminação**
Localização	Taió, Santa Catarina, Brasil
Bacia	Rio Itajaí
Rio	Itajaí do Oeste
Finalidade	Controle de Cheias
Início da operação	1973
Altura do barramento	23 m
Cota da crista da barragem	364,9 m
Cota da crista do vertedor	362,3 m
Nível mínimo da água	337,6 m
Capacidade do reservatório	100 hm³
Área do reservatório	9,105 km²
Descarregadores de fundo (controlados por comportas)	7 (seção circular, diâmetro 1,5 m)

DADOS UTILIZADOS NO ESTUDO

Os dados de vazão utilizados no estudo foram obtidos a partir da estação fluviométrica Barragem Taió Montante (83029900), estação telemétrica da Agência Nacional de Águas (ANA), operada pela Empresa de Pesquisa Agropecuária e Extensão Rural de Santa Catarina (EPAGRI), situada à montante da Barragem Oeste. Os dados de precipitação foram obtidos das estações pluviométricas Barragem Oeste (02750014), localizada junto à barragem, e Barragem Taió Montante (02750034), localizada à montante da barragem. Os eventos extremos analisados são apresentados na Tabela 2.

Tabela 2. – Descrição dos eventos extremos utilizados no estudo.

Evento	Período (d/m/a)	Precipitação total (mm)		Precipitação máxima diária (mm)		Vazão máxima (m³/s)
		Barragem Oeste (02750014)	Barragem Taió Montante (02750034)	Barragem Oeste (02750014)	Barragem Taió Montante (02750034)	
1	10/09 a 03/10/2013	270,7	306,6	54,0	79,4	1.187
2	01/01 a 24/01/2014	134,0	361,8	68,2	132	1.017
3	03/06 a 09/07/2014	332,1	510,8	74,4	111,2	1.549
4	20/09 a 01/11/2015	489,9	527,8	71,3	96,2	1.211

O hidrograma afluente ao reservatório da Barragem Oeste em cada evento de cheia foi selecionado a partir da análise visual dos dados de vazão observados na estação fluviométrica Barragem Taió Montante (83029900). Na definição do referido hidrograma, foram adotados um

período inicial, anterior ao início do trecho de ascensão, e um instante final no trecho de recessão que caracterizassem um regime de vazões próximo ao escoamento permanente.

Como se verifica na Tabela 2, foram selecionados 4 eventos extremos com vazão igual ou superior a 1.000 m³/s. Os eventos selecionados pertencem ao período compreendido entre 26/02/2013 e 10/11/2017, representado na Figura 3, escolhido em razão da disponibilidade de dados de vazão com discretização temporal de 15 minutos, fornecidos pela ANA. Destaca-se, na Figura 3, que as descontinuidades representam períodos de falha de dados e que as vazões de pico dos 4 eventos selecionados são destacadas com um *X em vermelho*.

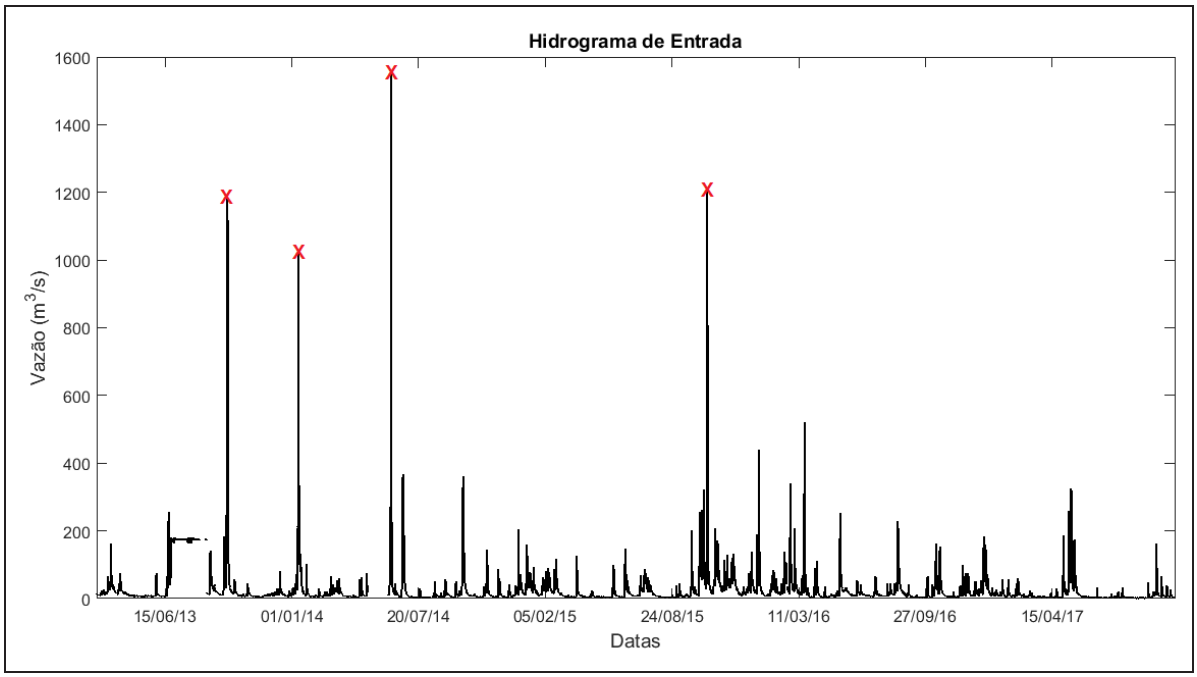


Figura 3. – Vazões observadas na estação fluviométrica Barragem Taió Montante (830299000) (Período: 26/02/2013 e 10/11/2017).

Para caracterizar os sistemas climáticos relacionados com os eventos de cheia, foram utilizadas imagens de satélite, cartas e análises sinóticas disponíveis na página eletrônica do Centro de Previsão do Tempo e Estudos Climáticos/Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais (CPTEC/INPE).

Para o desenvolvimento do estudo, foram necessárias as informações da curva cota-volume do reservatório e das curvas-chave das estruturas de descarga da Barragem Oeste. A curva cota-volume e a equação que relaciona o volume com a cota do reservatório foram obtidas de Moecke (2014), sendo representadas pela Figura 4 e pela Equação 1, respectivamente:

$$V = 0{,}18192\ (H - 338{,}54)^2 \qquad [1]$$

onde V é o volume de água armazenado no reservatório em hm^3 e H é a cota do reservatório em m.

As curvas-chave das estruturas de descarga da Barragem Oeste foram utilizadas para definir a vazão efluente da barragem. A passagem da água para jusante da barragem se faz através de duas estruturas hidráulicas: um vertedor de soleira livre e uma tomada de água, que opera hidraulicamente como um descarregador de fundo em situações de altas vazões. A referida tomada da água é composta de 7 aberturas na mesma cota no corpo da barragem e de seção circular com diâmetro de 1,5 m, controladas individualmente por comportas. As curvas de descarga da tomada de água e do vertedor de soleira livre são representadas respectivamente pelas Figuras 5 e 6 e também foram obtidas de Moecke (2014).

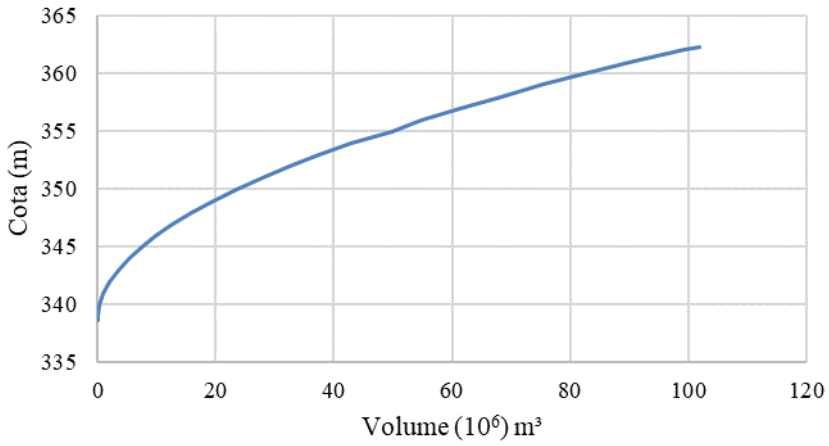


Figura 4. – Curva Cota versus Volume do reservatório da Barragem Oeste, Taió – SC.

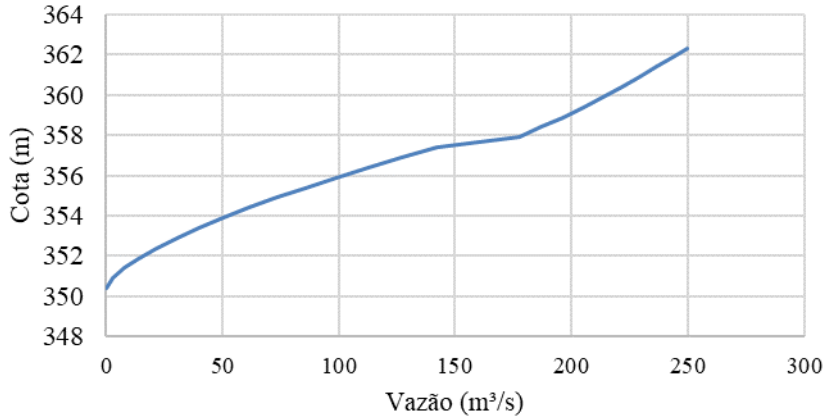


Figura 5. – Curva de descarga da tomada d'água do reservatório da Barragem Oeste, Taió - SC.

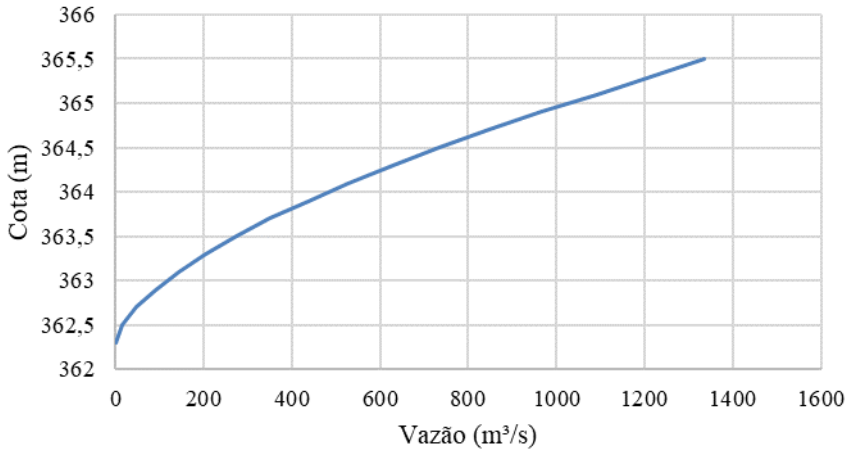


Figura 6. – Curva de descarga do vertedor do reservatório da Barragem Oeste, Taió - SC.

Destaca-se que a curva de descarga da tomada da água, apresentada na Figura 5, refere-se à condição de descarga por todas as 7 aberturas e com as comportas totalmente abertas (Caso 1). Para a determinação da curva de descarga para a condição de apenas uma comporta totalmente aberta e as demais fechadas (Caso 2), simplesmente dividiu-se os valores de vazão apresentados na Figura 5 pelo número de comportas existentes. É possível observar na Figura 5, a transição do escoamento livre para escoamento em orifício, quando as aberturas no corpo da barragem são afogadas pelo aumento do nível de água no reservatório, próximo à cota 357,0 m. Em relação à Figura 6, destaca-

se que o vertedor somente começa a operar para cota do reservatório superior a 362,3 m, cota referente à crista do vertedor.

Cabe ressaltar que o estudo considerou um cenário otimista de operação da Barragem Oeste para os eventos analisados e que ocorreram entre 2013 e 2015. Somente no final de 2015, foi concluída uma obra de alteamento da barragem que teve por objetivo aumentar a capacidade do reservatório de 83 hm³ para 100 hm³ e que conferiu à barragem as características físicas e hidráulicas utilizadas no desenvolvimento do trabalho. Este alteamento da barragem foi uma das medidas propostas pelo Governo Federal como forma de amenizar as cheias na região em estudo.

MÉTODO DE PULS

O Método de Puls é um dos métodos mais conhecidos para simulação da propagação da onda de cheia em reservatórios. A metodologia consiste em uma discretização da equação da continuidade concentrada e na relação entre armazenamento (S) e vazão efluente (Q) do reservatório. A descrição do método, apresentada a seguir, pode ser encontrada em Tucci (2012).

A equação da continuidade concentrada é representada de modo discreto pela Equação 2:

$$\frac{S_{t+1}-S_t}{\Delta t} = \left(\frac{I_t+I_{t+1}}{2}\right) - \left(\frac{Q_t+Q_{t+1}}{2}\right) \qquad [2]$$

onde I_t, Q_t e S_t são, respectivamente, a vazão afluente ao reservatório, a vazão efluente do reservatório e o volume armazenado no reservatório relativos ao tempo t; I_{t+1}, Q_{t+1} e S_{t+1} representam as mesmas variáveis relativamente ao tempo $t+1$; e Δt é o intervalo de tempo. Na Equação 2, os valores de I, Q e $S/\Delta t$ devem ser representados nas mesmas unidades.

Supondo-se conhecidos, os valores de I para qualquer tempo t e os valores de Q e S no instante t, a Equação 2 apresenta duas incógnitas Q_{t+1} e $\frac{2S_{t+1}}{\Delta t}$. Isolando-se as incógnitas da Equação 2, tem-se:

$$Q_{t+1} + \frac{2S_{t+1}}{\Delta t} = I_t + I_{t+1} - Q_t + \frac{2S_t}{\Delta t} \qquad [3]$$

Para a solução da Equação 3, necessita-se de uma segunda equação, resultante da relação entre a vazão efluente do reservatório (Q) e o armazenamento (S) e que pode ser obtida a partir da curva cota-volume do reservatório e das curvas de descarga das estruturas hidráulicas da barragem.

O procedimento para a solução da Equação 3 envolve a determinação de uma função do tipo $\mathrm{Q} = \mathrm{f}(\mathrm{Q} + \frac{2S_t}{\Delta t})$, geralmente expressa na forma tabular. Conhecidas então as condições no instante t, pode-se determinar o valor da soma $\mathrm{Q} + \frac{2S_t}{\Delta t}$ no instante $t+1$ e, a partir deste valor, calcular Q por interpolação numérica e finalmente calcular $\frac{2S}{\Delta t}$, todos relativamente ao instante $t+1$. O processo de cálculo é descrito a seguir:

a) Inicialmente é necessário estabelecer o volume inicial S_0. Este volume pode ser observado ou estimado com base em alguma hipótese adotada. Neste trabalho, adotou-se uma condição inicial de escoamento permanente, ou seja, ($Q_0 = I_0$). Portanto, definido Q_0, determina-se S_0 a partir da curva cota-volume do reservatório e, por consequência, $\frac{2S_{t0}}{\Delta t}$;

b) Para cada intervalo de tempo Δt, determina-se a soma $\mathrm{Q} + \frac{2S_t}{\Delta t}$ no tempo $t+1$, a partir da Equação 3, uma vez que são conhecidos todos os termos à direita da igualdade, condições no instante t;

c) Conhecida a soma $Q + \frac{2S_t}{\Delta t}$ no tempo $t+1$, é possível determinar Q_{t+1}, a partir da função $Q = f(Q + \frac{2S_t}{\Delta t})$. No caso da referida relação ser representada de forma tabular, a determinação de Q_{t+1}, é feita por interpolação numérica;

d) A partir do valor de Q_{t+1}, pode-se determinar $\frac{2S_{t+1}}{\Delta t}$ a partir da Equação 4:

$$\frac{2S_{t+1}}{\Delta t} = \left(Q_{t+1} + \frac{2S_{t+1}}{\Delta t}\right) - Q_{t+1} \qquad [4]$$

e) Os passos de *b* a *d* se repetem sucessivamente para cada intervalo de tempo Δt.

RESULTADOS E DISCUSSÃO

Na bacia do rio Itajaí do Oeste, os maiores eventos de cheia estão associados à passagem de sistemas frontais sobre o sul do Brasil na forma de frentes frias ou frentes estacionárias. Estes sistemas se formam entre o estado do Rio Grande do Sul no Brasil e o Paraguai e a Argentina, associados a um ciclone extratropical no oceano Atlântico e/ou ainda à presença de um Vórtice Ciclônico nos altos níveis da atmosfera (VCAN), favorecendo forte instabilidade, acompanhada de precipitação intensa (CPTEC, 2018).

Esta foi a configuração atmosférica nos eventos 1, 3 e 4, durante o inverno e a primavera, segundo as informações obtidas a partir das imagens de satélite, cartas e análises sinóticas. Pode-se inclusive afirmar que a chance de ocorrência de um evento extremo de cheia é elevada quando duas frentes frias se deslocam sobre a bacia em um intervalo de tempo inferior a 7 dias.

Em relação ao evento 2, como a cheia aconteceu no verão, época em que os sistemas frontais são mais fracos na região sul do Brasil, a precipitação oriunda de nuvens convectivas típicas da estação quente foi a responsável pela ocorrência do referido evento. Durante o verão, as frentes se movem sobre o oceano, no entanto, organizam uma linha de instabilidade sobre o continente, que acompanha o seu deslocamento. Neste evento em específico, uma frente permaneceu estacionária sobre o oceano, próxima ao litoral de Santa Catarina, favorecendo a formação e a intensificação de nuvens convectivas que originaram a precipitação.

A comparação entre o hidrograma afluente e os hidrogramas efluentes, obtidos para as situações de operação da barragem analisadas, Caso 1 e Caso 2, mostraram amortecimento da onda de cheia e atraso na vazão de pico. Os efeitos de amortecimento do hidrograma afluente e de atraso no pico foram mais significativos no Caso 1. Em relação às cotas no interior do reservatório, os resultados mostraram que o nível de água esteve sempre acima da cota da geratriz inferior das aberturas no corpo da barragem, de tal modo que a operação das comportas sempre interfere no hidrograma efluente.

Observou-se que os níveis de água no reservatório obtidos no Caso 1 (todas as comportas abertas) resultaram sempre inferiores aos obtidos no Caso 2 (apenas uma comporta aberta). No Caso 1, após se atingir o nível de água máximo, há uma redução rápida dos níveis do reservatório, enquanto que, para o Caso 2, a redução dos níveis ocorre de forma gradual, mais lenta. Este comportamento observado para o Caso 2 pode ser um problema na hipótese da ocorrência de um segundo evento imediatamente após o primeiro, pois encontrará o reservatório ainda relativamente cheio e com menor capacidade de amortecimento da onda de cheia.

Os resultados obtidos nas simulações efetuadas para os eventos 1 a 4 são apresentados, respectivamente nas Figuras 7 a 10. Destaca-se que, nas referidas figuras, utilizou-se como notação representar o hidrograma efluente no Caso 1 sempre em vermelho e no Caso 2 sempre em azul. Além disso, para reforçar a diferenciação entre os resultados nos dois casos, as variáveis representadas com um asterisco (*) referem-se sempre ao Caso 1, enquanto que aquelas definidas com dois asteriscos (**) referem-se sempre ao Caso 2. Ainda, representou-se a vazão afluente, a vazão efluente e a cota no reservatório por Q_a, Q_e e Z, respectivamente. Finalmente, as variáveis *Zcpt* e *Zvtd* representam respectivamente as cotas de início do escoamento pelas aberturas no corpo

da barragem, influenciado pela operação das comportas, e do escoamento pelo vertedor, respectivamente.

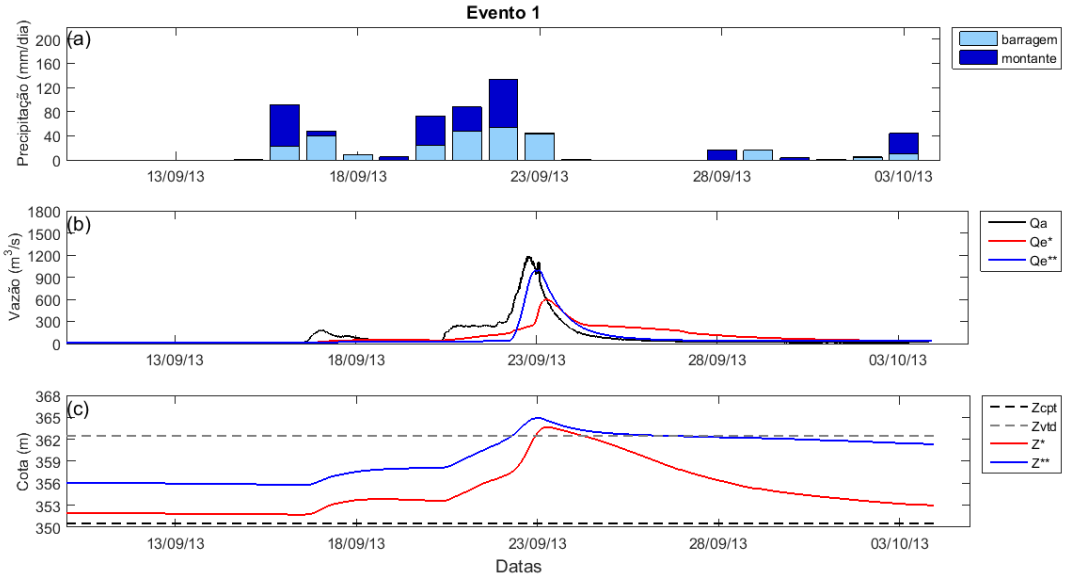


Figura 7. – Resultados das simulações realizadas para o evento 1, Barragem Oeste, rio Itajaí do Oeste (*Caso 1 em vermelho, Caso 2 em azul*).

Para o evento 1, cujos resultados são apresentados na Figura 7, houve uma redução de 51,5% na vazão de pico e um atraso no pico de 12,7 horas para o Caso 1. Por outro lado, as vazões à jusante permaneceram elevadas por um maior período em comparação à operação da barragem com apenas uma comporta aberta (Caso 2). No Caso 2, a redução da vazão de pico foi de 15,6% e o atraso na vazão de pico foi de 7,7 h.

O evento 2, cujos resultados são apresentados na Figura 8, caracterizou-se por ser originado por uma chuva convectiva, concentrada no dia 14 de janeiro, que totalizou mais de 100 mm em apenas 6 horas. Para este evento, foram observadas as menores diferenças entre os resultados obtidos para os Casos 1 e 2. Verificou-se uma redução de 78,1% e 65,2% na vazão de pico e um atraso no pico de 27,5 h e 18,5 h para os Casos 1 e 2, respectivamente.

Ainda em relação ao evento 2, destaca-se que, no Caso 1, há uma liberação constante das vazões durante o evento, o que leva a um aumento nas cotas à jusante do reservatório por um maior tempo, mas não resulta em vertimento da barragem, uma vez que o nível de água do reservatório não atinge a cota da crista do vertedor. Já no Caso 2, que apresentou uma vazão de pico maior em relação ao Caso 1, há vertimento da barragem, pois o nível de água no reservatório atingiu a cota da crista do vertedor.

A Figura 9 apresenta os resultados obtidos para o evento 3. Verifica-se uma situação peculiar no evento 3 com a ocorrência de dois picos de vazão, sendo um primeiro pico, com vazão mais alta, e um segundo pico, com uma vazão mais baixa, em um intervalo de tempo de aproximadamente 20 dias, o que é explicado pelas chuvas observadas no período.

No evento 3, no primeiro pico do hidrograma, houve uma redução na vazão de pico de 70,9% e um atraso no pico de 11,25 h no Caso 1. Já para o Caso 2, observou-se uma redução de 42,5% na vazão de pico e um atraso no pico de 6 h. No segundo pico do hidrograma, observou-se uma redução na vazão de pico de 50,5% e atraso de 29,25 h no Caso 1, e redução de 25,9% e atraso no pico de 16,2 h no Caso 2. No segundo pico do hidrograma, a influência da operação foi maior no tempo de atraso do pico do que no primeiro pico da cheia.

Ainda, para o evento 3, a operação da barragem com apenas uma comporta aberta (Caso 2) resultou em dois vertimentos da barragem com diferença de poucos dias, pois o reservatório não teve tempo suficiente para produzir um volume de espera para armazenar o volume associado ao segundo pico do hidrograma.

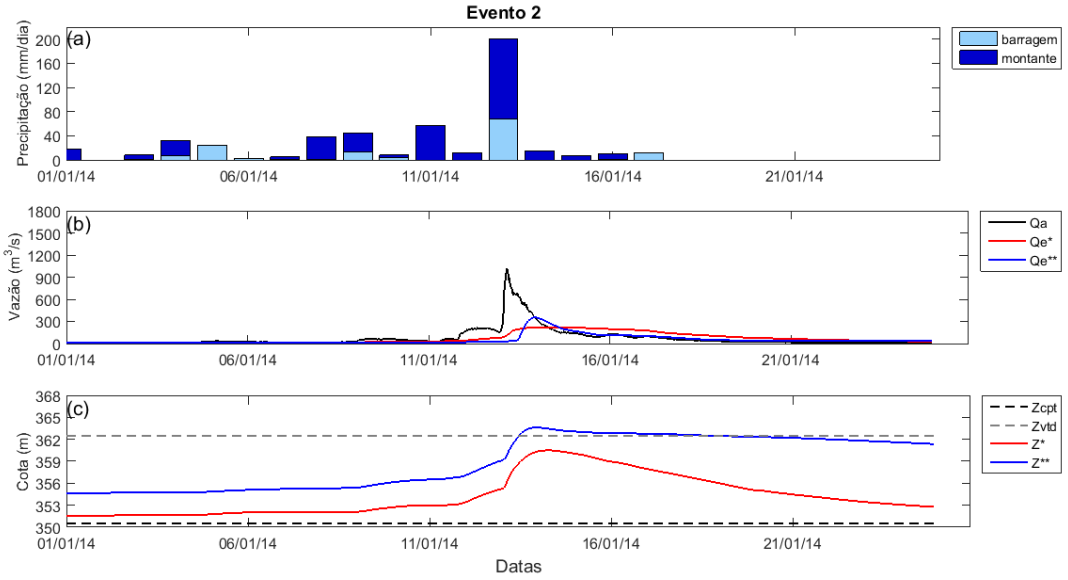


Figura 8. – Resultados das simulações realizadas para o evento 2, Barragem Oeste, rio Itajai do Oeste (*Caso 1 em vermelho, Caso 2 em azul*).

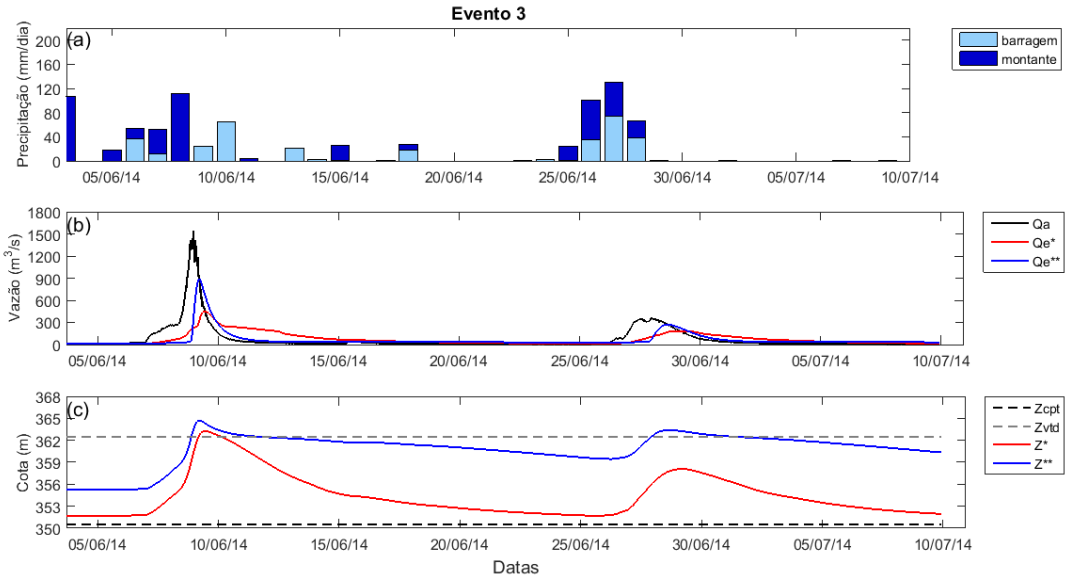


Figura 9. – Resultados das simulações realizadas para o evento 3, Barragem Oeste, rio Itajai do Oeste (*Caso 1 em vermelho, Caso 2 em azul*).

Para o evento 4, verifica-se, a partir dos resultados apresentados na Figura 10, o efeito da entrada de vazões médias no reservatório que proporcionam uma elevação gradual e contínua do volume armazenado e do nível de água. O impacto é mais significativo para o Caso 2, justamente pela questão já levantada de um esvaziamento mais lento na situação de apenas uma comporta aberta. Como consequência, observam-se três episódios de vertimento da barragem para o Caso 2 e nenhum vertimento da barragem para o Caso 1. Neste evento, houve redução da vazão de pico em 79,5% e atraso no pico em 20,7 h para o Caso 1 e redução da vazão de pico em 26,7% e atraso no pico em 4,7 h para o Caso 2.

O evento 4 ocorreu sob a influência do episódio El Niño 2015/16, sendo que o número de dias seguidos com precipitação significativa é maior (9 dias) que nos demais eventos e a precipitação acumulada na barragem também é mais expressiva, chegando a 350 mm. Sabe-se que a precipitação em Santa Catarina é fortemente influenciada por este fenômeno (Grimm; Ferraz;

Gomes, 1998). Os demais eventos de cheia aconteceram em períodos sem El Niño e ainda assim acarretaram em picos de vazão tão expressivos quanto o evento 4.

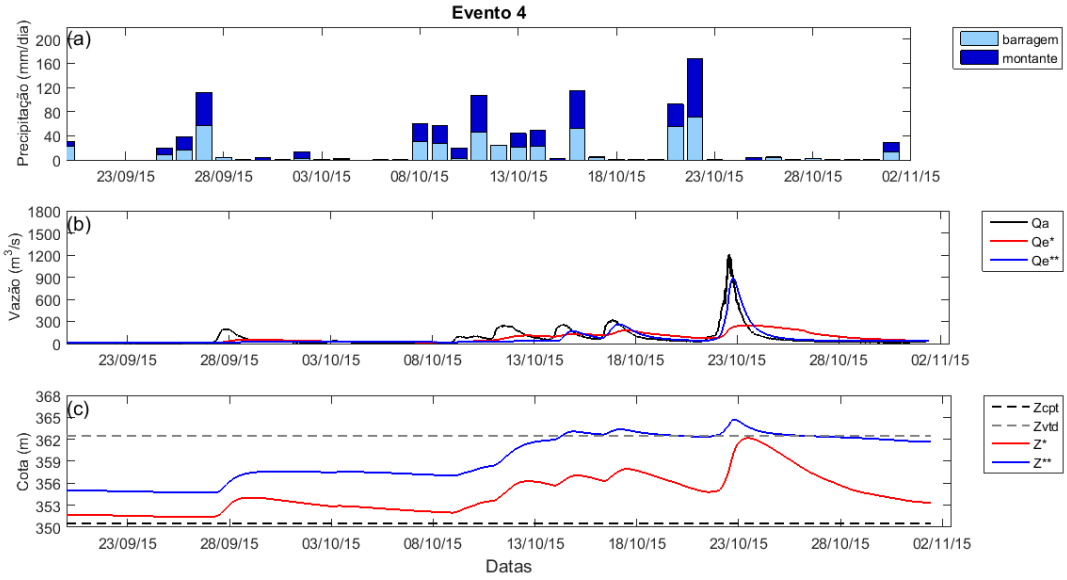


Figura 10. – Resultados das simulações realizadas para o evento 4, Barragem Oeste, rio Itajai do Oeste (*Caso 1 em vermelho, Caso 2 em azul*).

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O Método de Puls permitiu a simulação do amortecimento das ondas de cheia pela Barragem Oeste, localizada no rio Itajaí do Oeste, no município de Taió, estado de Santa Catarina, Brasil, sendo possível estimar as vazões à jusante com base na vazão afluente ao reservatório da barragem. Por constituir um método simples, necessitando de poucas informações, conclui-se que o mesmo, associado a previsões meteorológicas, pode constituir ferramenta auxiliar na prevenção e minimização dos danos causados pelas cheias na região em estudo.

O conhecimento das relações entre abertura/fechamento das comportas e o amortecimento da onda de cheia é fundamental para a operação da barragem Oeste no controle das cheias no vale do rio Itajaí. A operação meramente empírica é passível de erros e subjetividade. Neste sentido, a pesquisa aplicada à operação de barragens é muito importante.

Foram simulados dois cenários de operação da Barragem Oeste. O primeiro deles com todas as comportas que controlam o fluxo nas aberturas no corpo da barragem abertas (Caso 1) e o segundo com apenas uma comporta aberta e as demais totalmente fechadas (Caso 2).

O cenário com todas as comportas abertas (Caso 1), comparativamente ao cenário com apenas uma comporta aberta (Caso 2), resultou em maiores reduções nas vazões de pico, maiores atrasos nos picos dos hidrogramas e um esvaziamento mais rápido do reservatório da barragem. Importante destacar que a capacidade de rápido esvaziamento do reservatório é fundamental na ocorrência de ondas de cheias próximas entre si. Por outro lado, o Caso 1 resultou em vazões a jusante altas por um período de tempo maior. Apesar de uma maior redução na vazão de pico, uma desvantagem do cenário do Caso 1 é produzir um aumento nas vazões a jusante mais rapidamente do que no Caso 2 e, com isso, eventualmente ultrapassar cotas limites de inundação mais cedo, embora produza menores áreas de inundação a jusante, justamente por resultar em menores vazões de pico no hidrograma efluente.

Algumas considerações podem ser feitas sobre a operação da barragem a partir da análise dos resultados das simulações para a barragem Oeste. No caso da existência de uma cota limite de inundação à jusante, a barragem deve operar com as comportas totalmente abertas até que o nível de água a jusante atinja a referida cota limite, o que representaria a operação no Caso 1, o que proporcionaria um maior volume disponível no reservatório para armazenar o restante volume da onda de cheia em comparação a qualquer outro cenário. Atingida a cota limite, deve-se utilizar o

armazenamento proporcionado pelo reservatório para a manutenção das cotas à jusante, no máximo, igual à cota limite de inundação. Para isso, seria necessário analisar as operações de fechamento das comportas necessárias para a manutenção da vazão à jusante da barragem.

Além disso, deve-se evitar, ao máximo, operar no cenário do Caso 2 por resultar em rápida elevação dos níveis do reservatório e possível superação da cota da crista do vertedor de soleira livre. Uma vez que o vertedor começa a operar, a capacidade de controlar as vazões à jusante é diminuída significativamente pelo fato do vertedor possuir uma capacidade de descarga muito superior à capacidade das aberturas no corpo da barragem que funcionam como orifícios em condições de altas vazões.

Finalmente, passado o pico de cheia deve-se voltar o mais rapidamente possível à condição representada pelo Caso 1 para permitir o esvaziamento mais rápido do reservatório, respeitando-se, no entanto, a cota limite de inundação à jusante. Essa regra teria por objetivo proporcionar um maior volume de espera no reservatório na hipótese da ocorrência de uma segunda onda de cheia. Para isso, seria necessário analisar as operações de abertura das comportas necessárias para a manutenção da vazão à jusante da barragem.

No presente estudo, não se considerou a possibilidade de operações de abertura ou fechamento das comportas ao longo do evento de cheia, sendo etapa a ser considerada em estudos futuros. Portanto, sugere-se para trabalhos futuros, a simulação dos eventos considerando operações de abertura e fechamento das comportas ao longo do evento de cheia, assim como, a utilização de técnicas de otimização para a definição das regras de operação dado um hidrograma afluente e considerando ainda a existência de restrições à jusante sobre as vazões efluentes e os níveis de água.

REFERÊNCIAS

Barbosa, F.A.R. (2006). "Medidas de proteção e controle de inundações urbanas na bacia do rio Mamanguape/PB". 115 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Urbana) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa.

Cordero, A.; Silva, H.S.; Severo, D.L. (2000). "Análise da capacidade de armazenamento das ondas de cheia pela barragem norte e suas implicações nas comunidades do Vale do Itajaí (SC)". *In: XI Congresso Brasileiro de Meteorologia*, Rio de Janeiro, 2000. Anais 1980 – 2006. Disponível em: http://www.cbmet.com/index.php. Acesso em: 16 dez. 2017.

CPTEC – Centro de Previsão de Tempo e Estudos Climáticos. (2018*). Boletim Técnico*. Disponível em: < http://tempo.cptec.inpe.br/boletimtecnico/pt>. Acesso em: 12 de junho de 2018.

Grando, T. V. (2011). "Os recursos hídricos e os planos diretores municipais na bacia do rio Itajaí-Açu". Dissertação (Mestrado em Geografia) - Universidade Federal de Florianópolis – UFPR, Florianópolis - SC, 2011. 205 p.

Grimm, A.M.; Ferraz S. E. T.; Gomes, J. (1998). "Precipitation anomalies in Southern Brazil associated with El Niño and La Niña events". *Journal of Climate*, v.11, p. 2863-2880, 1998.

Ministério da Integração Nacional – MIN (2002). *Manual de segurança e inspeção de barragens*. Brasília - DF: Ministério da Integração Nacional, 148 p.

Moecke, G. C. (2014). "Análise do rompimento hipotético da Barragem Oeste do Vale do rio Itajaí". Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) -Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis – SC, 81 p.

Tucci, C. E. M. (2012). *Hidrologia: Ciência e aplicação.* Porto Alegre: UFRGS. 4ª ed. Pp. 943.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

FACTOR DE REDUCCIÓN POR ÁREA PARA EL ESTADO DE TABASCO, MÉXICO

Sánchez S., González F.J., Domínguez R., Hernández A.
Coordinación de Hidráulica, Instituto de Ingeniería, UNAM, Circuito escolar s/n, Ciudad Universitaria, Coyoacán, Ciudad de México, México
ssanchezm@iingen.unam.mx; fgonzalezv@iingen.unam.mx; rdominguezm@iingen.unam.mx; ahernandezhe@iingen.unam.mx

RESUMEN:

En este trabajo se realiza el cálculo del Factor de Reducción por Área para el estado de Tabasco en la república mexicana. Esta región de México se caracteriza por recibir precipitaciones originadas por tormentas tropicales entre los meses de mayo y octubre, además de eventos extremos de invierno entre los meses de diciembre y febrero.

El método utilizado para el cálculo del FRA es un método empírico que relaciona las precipitaciones máximas diarias anuales con las precipitaciones con las precipitaciones máximas diarias anuales simultáneas ocurridas en estaciones que cuenten con, por lo menos, 15 años de registro en común. También, se realiza un ajuste de probabilidad para calcular los factores asociados a distintos periodos de retorno.

Finalmente, se determinan ecuaciones que correlacionan los FRA con el área de influencia de las estaciones climatológicas. Con estas ecuaciones, es posible calcular el FRA para cualquier punto y para cualquier área deseada dentro del estado de Tabasco.

ABSTRACT:

In this paper the calculation of the Aereal Reduction Factors for the state of Tabasco, Mexico is made. This region of Mexico is characterized for receiving precipitations originated by tropical storms between the months of May and October, in addition to extreme winter events between the months of December and February

This The method used for the calculation of the ARF's is an empirical method that relates the annual maximum daily precipitations with the precipitations with the simultaneous annual maximum daily precipitations happened in stations that count on, at least, 15 years of common registration. Also, a probability adjustment is made to calculate the factors associated with different return periods.

Finally, equations are determined that correlate the ARF's with the area of influence of the climatological stations. With these equations, it is possible to calculate the FRA for any point and for any desired area within the state of Tabasco

PALABRAS CLAVES: precipitaciones simultáneas; precipitaciones no simultaneas; periodo de retorno.

INTRODUCCIÓN

En una región específica no se presentan, generalmente, las lluvias máximas en diferentes puntos al mismo tiempo. La simultaneidad se define como la correcta medición de un evento hidrológicos máximo en un mismo tiempo y en diferentes lugares (Torres, 2013)

La tormenta de diseño puede obtenerse con cierta facilidad a través del análisis regional de precipitaciones. Sin embargo, al promediar espacialmente las lluvias puntuales asociadas a un determinado periodo de retorno se tiende a sobre estimar la lluvia real al no considerar las lluvias máximas ocurridas en forma simultánea en distintas estaciones de registro. Si se toma la lluvia puntual como lluvia aereal en un área de estudio, esta estimación será mayor a la que se presenta en la realidad.

Por esta razón, para convertir precipitaciones puntuales en precipitaciones aereales, conviene afectar la lluvia puntual por el FRA (Factor por Reducción por Área) para tener una precipitación de diseño mucho más cercana a la precipitación real que pueda ocurrir en una zona dada.

Este factor define la magnitud de la altura de lluvia como una función del área donde ocurre y se utiliza cuando se desea conocer la precipitación media del área de estudio (Mena, 2004). Esta precipitación se obtiene al aplicar el FRA de la siguiente manera:

$$P_a = FRA \times P_P \qquad [1]$$

Donde

P_a es la precipitación aereal en mm en una zona dada para la duración y el periodo de retorno en estudio.

FRA es el Factor de Reducción por Área en función de la lluvia, área de interés y periodo de retorno en estudio.

P_p es la precipitación media en mm de los valores puntuales para el área, el periodo de retorno y la duración de interés.

ANTECEDENTES

El concepto de FRA tiene su origen en los Estados Unidos, específicamente en el US Weather Bureau en 1962 a través de David M. Hershfield, quien determinó dos métodos empíricos de Factor de Reducción por Área: centro de tormenta y área geográfica fija.

Asimismo, en loa estudios posteriores a los de David M. Hershfield (Guichard, 2002), se han propuesto diversos métodos para obtener el FRA, que de acuerdo con sus bases, se podrían dividir en tres grupos:

Empíricos: relacionan las precipitaciones aereales con precipitaciones puntuales, carecen de fundamentos teóricos.

Teóricos: tienen fundamentos teóricos, generalmente siguen una ley de probabilidad.

Teórico-práctico: son una combinación de los métodos empíricos y teóricos

METODOLOGÍA

Se utiliza un método empírico de análisis de frecuencias, el cual consiste en relacionar las lluvias máximas diarias anuales en cada estación, sin tomar en cuenta el día en que se presenta cada máximo, con las lluvias simultáneas ocurridas el día en que el promedio de las estaciones es máximo, asociado al área de influencia de las estaciones de medición. Estas áreas están determinadas por círculos que encierran al menos tres estaciones con 15 años de registro en común (Sánchez, 2017).

Para obtener las lluvias simultáneas se promedian las precipitaciones de cada día del año de las estaciones que se ubican dentro del círculo en estudio como se muestra en la tabla 1, enseguida, se obtiene el valor máximo de estos promedios. Este procedimiento se repite para cada año de registro en común con el que cuenten las estaciones. El valor obtenido, será el registro de precipitaciones simultáneas para cada año.

Tabla 1.- Cálculo de lluvias simultáneas

Estación	Día 1	Día 2	…	Día 365
1	x_1	x_2	…	x_{365}
2	x_1	x_2	…	x_{365}
3	x_1	x_2	…	x_{365}
	$\sum_{i=1}^{n} \frac{x_1}{n}$	$\sum_{i=1}^{n} \frac{x_2}{n}$	…	$\sum_{i=1}^{n} \frac{x_{365}}{n}$

En cuanto a las lluvias no simultáneas, se obtiene al promediar el máximo diario anual de precipitación de cada estación.

Tabla 2.- Cálculo de lluvias no simultáneas

Estación	Día 1	Día 2	…	Día 365	Máximo
1	x_1	x_2	…	x_{365}	$Máx(x_1, x_2, \dots x_{365})$
2	x_1	x_2	…	x_{365}	$Máx(x_1, x_2, \dots x_{365})$
3	x_1	x_2	…	x_{365}	$Máx(x_1, x_2, \dots x_{365})$
					$\sum_{i=1}^{m} \frac{Máx(x_1, x_2, \dots x_{365})}{m}$

Una vez obtenidos los promedios simultáneos y no simultáneos, se obtiene un FRA' para cada año de registro en común con el siguiente cociente

$$FRA' = \frac{P_s}{P_{ns}} \qquad [2]$$

Donde

FRA' Es el Factor de Reducción por Área para cada año de registro en común.
P_s es el promedio máximo de lluvias simultáneas de cada año de registro en común.
P_{ns} es el promedio de lluvias máximas diarias anuales no simultáneas de cada año de registro en común.

El proceso desarrollado es el siguiente

1.-Se trazan círculos que encierren mínimo tres estaciones climatológicas que cuenten, por lo menos, con 15 años de registros simultáneos en distintas regiones del estado de Tabasco, México (figura1).

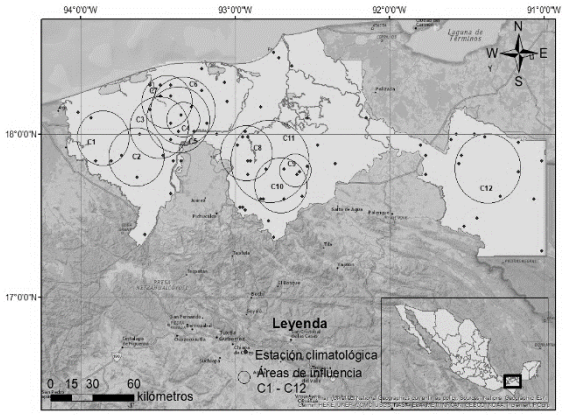


Figura 1.- Estaciones climatológicas y sus áreas de influencia

2.-Se obtienen los promedios de las lluvias máximas diarias anuales y los promedios máximos de las lluvias simultáneas anuales.

3.- Para cada años de registro simultáneo se obtiene un FRA' dividiendo el promedio de lluvias máximas diarias de las tres estaciones entre el promedio de las lluvias máximas diarias simultáneas. En ocasiones estos tres valores coinciden, lo cual indica que la lluvia máxima de cada estación ocurrió el mismo día.

4.-Se obtiene el FRA para área del círculo en estudio como el promedio de los FRA'.

$$FRA = \frac{\sum_1^n FRA'}{n} \qquad [3]$$

Donde

FRA Factor de Reducción por Área medio para el círculo en estudio
FRA' es el Factor de Reducción por Área para cada años de registro en común
n es el número de de años de registros en común (quince años como mínimo)

5.-Se aplica una distribución de probabilidad a los valores máximos simultáneos y los máximos no simultáneos, con esto se obtiene el FRA asociados a diferentes periodos de retorno para el área del círculo en estudio.

6.-Se trazan más círculos para hacer más combinaciones de estaciones y áreas.

7.-A cada círculo del punto anterior se aplican los puntos 2, 3, 4 y 5.

8.-Una vez obtenidos los FRA medios para diferentes zonas, diferentes áreas y periodos de retorno, se realiza una correlación lineal para obtener ecuaciones con las cuales será posible calcular el FRA para un área deseada asociada a diferentes periodos de retorno.

RESULTADOS

La siguiente tabla muestra los FRA medios y extrapolados para los 12 círculos dibujados en el estado de Tabasco y para periodos de retorno de 2, 10, 50 y 100 años. Asimismo, se presentan las gráficas Área-FRA.

Tabla 3.-FRA medios y extrapolados

Círculo	Área	FRA medios	Tr=2	Tr=10	Tr=50	Tr=100
	km²		años	años	años	años
1	1095.5387	0.6992	0.6912	0.8280	0.8318	0.8328
2	1264.7793	0.8333	0.7894	0.9027	0.9191	0.9237
3	1386.2431	0.7048	0.6933	0.8459	0.8028	0.7634
4	457.4062	0.7733	0.7843	0.9025	1.0323	1.0583
5	1611.3197	0.6801	0.6432	0.8142	0.9551	0.9484
6	1689.6674	0.7140	0.7021	0.8481	0.8610	0.7986
7	1043.4618	0.6100	0.5831	0.7985	0.7700	0.7162
8	1095.5387	0.7385	0.7101	0.8054	0.9509	0.9521
9	402.8299	0.7779	0.7669	0.7824	0.7771	0.7738
10	1112.8234	0.7874	0.7477	0.8839	0.9375	0.9565
11	2490.8552	0.6562	0.6319	0.7233	0.8305	0.8497
12	1755.7631	0.5967	0.5452	0.7155	0.8034	0.8246

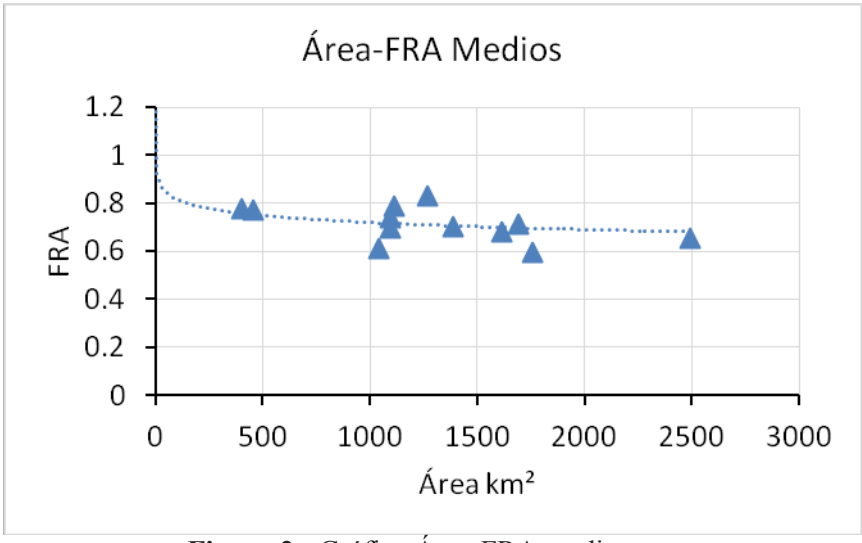


Figura 2.- Gráfica Área-FRA medios

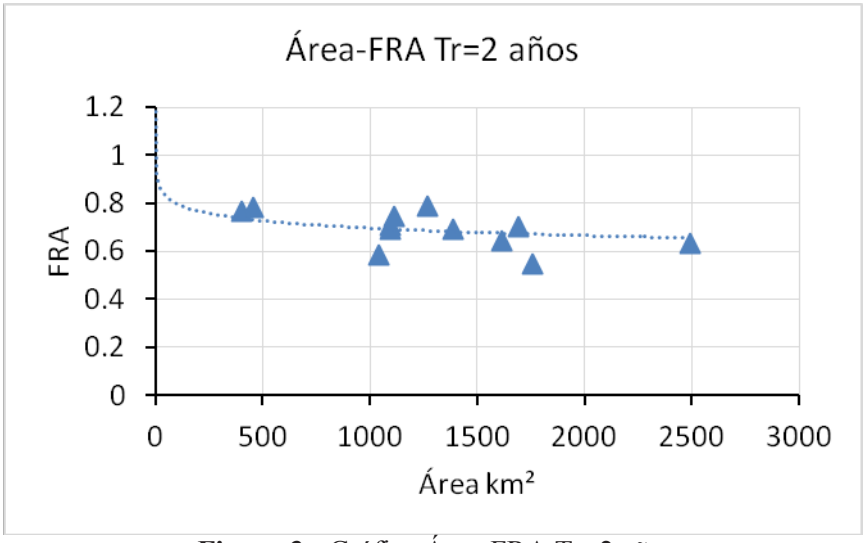


Figura 3.- Gráfica Área-FRA Tr=2 años

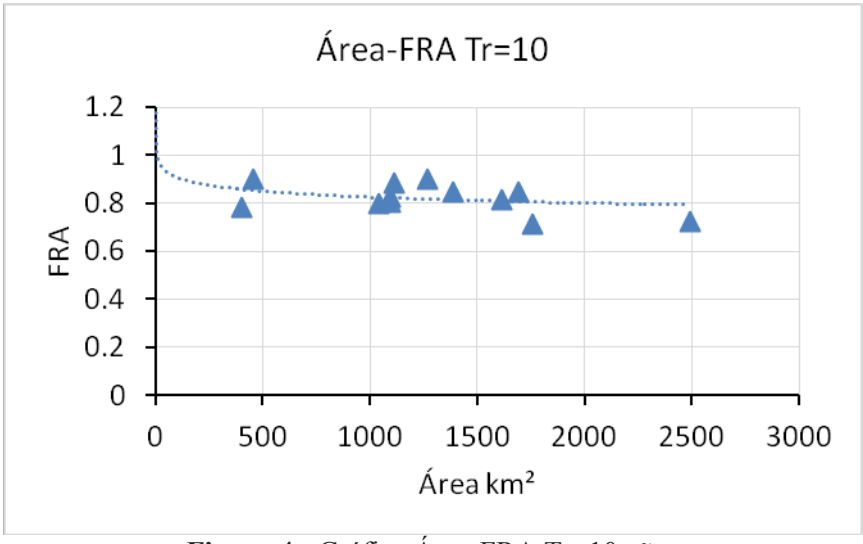


Figura 4.- Gráfica Área-FRA Tr=10 años

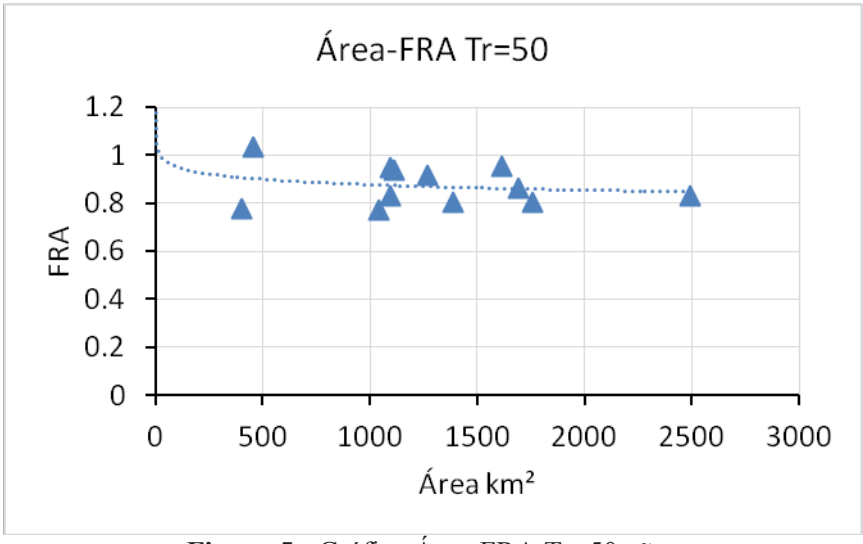


Figura 5.- Gráfica Área-FRA Tr=50 años

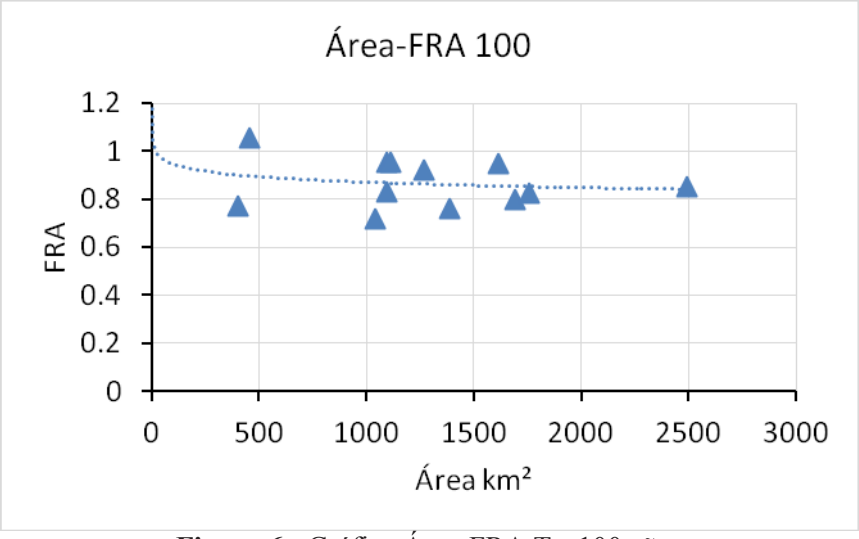


Figura 6.- Gráfica Área-FRA Tr=100 años

Las ecuaciones que correlacionan el área con el FRA son:

FRA medios

$$FRA_{medios} = -0.043 \ln(Área) + 1.0135 \quad [4]$$

FRA Tr=2años

$$FRA_{Tr=2} = -0.044 \ln(Área) + 1.0013 \quad [5]$$

FRA Tr=10años

$$FRA_{Tr=10} = 0.036 \ln(Área) + 1.0725 \quad [6]$$

FRA Tr=50 años

$$FRA_{Tr=50} = -0.032 \ln(Área) + 1.101 \quad [7]$$

FRA Tr=100 años

Con las ecuaciones 4, 5, 6 y 7 es posble calcular el FRA para distintas áreas deseadas dentro del estado de Tabasco, México. En la siguiente tabla se muestra el FRA para distintas áreas asociados a distintos periodos de retorno.

Tabla 4-FRA medios y extrapolados para áreas deseadas

Área	Medios	Tr=2	Tr=10	Tr=50	Tr=100
km²	años	años	años	años	años
10	0.9145	0.9000	0.9896	1.0273	1.0221
50	0.8453	0.8292	0.9317	0.9758	0.9690
100	0.8155	0.7987	0.9067	0.9536	0.9461
500	0.7463	0.7279	0.8488	0.9021	0.8930
1000	0.7165	0.6974	0.8238	0.8800	0.8701
5000	0.6473	0.6265	0.7659	0.8284	0.8170
10000	0.6175	0.5960	0.7409	0.8063	0.7942
100000	0.5184	0.4947	0.6580	0.7326	0.7182

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El FRA se va alejando de la unidad de forma muy gradual cuando el área aumenta, esto indica que las lluvias en el estado de Tabasco son en áreas muy extensas. Esto se verifica debido a que en este sitio de México se presentan precipitaciones con origen en ciclones tropicales y huracanes que son, efectivamente, lluvias en áreas muy grandes.

Asimismo,Tabasco cuenta con una Red de Estaciones Automáticas (EMAS) de recién instalación (4 años de antigüedad), la cual registra precipitaciones cada 10 minutos. Se recomienda utilizar los datos de esta red para calcular el FRA para duraciones menores a 24 h.

REFERENCIAS

Guichard, D. (2002). "Factores de reducción areal: recopilación de métodos y obtención de factores empíricos para episodios convectivos en la comunidad de Valencia". España.

Mena, S. (2004). "Factores de Reducción por Área para el cálculo de lluvias de diseño. Aplicación al estado de Sinaloa", *Tesis de maestría, Posgrado de Ingeniería*, UNAM, México.

Sánchez S. (2017). "Factor de Reducción por Área para el estado de Sonora". *Congreso Nacional De Hidráulica*, Acapulco, Guerrero, México.

Sánchez S. (2017). "Actualización de los Factores de Reducción por Área para distintas regiones de la república mexicana". *Tesis de Maestría, Posgrado de Ingeniería,* UNAM, México.

Torres N. (2013). "Obtención de Factores de Reducción por área usando el método de regionalización. Aplicación a la cuenca del río Sonora". Tesis de Maestría, Posgrado de Ingeniería, UNAM, México.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

EVALUACIÓN DE LA APLICABILIDAD DE TÉCNICAS DE DISEÑO DE REDES DE MONITOREO HIDROCLIMATOLÓGICO EN CUENCAS URBANAS DE COLOMBIA. CASO DE ESTUDIO MUNICIPIO DE IBAGUÉ

Pedro Antonio Chacón Moreno [a], Jeannette del Carmen Zambrano Nájera [b], Nelson Obregón Neira, [c],

[a] Maestría en Ingeniería – Recursos Hidráulicos, Universidad Nacional de Colombia - Sede Manizales – pchaconm@unal.edu.co
[b] Universidad Nacional de Colombia -Sede Manizales. jdzambranona@unal.edu.co
[c] Pontificia Universidad Javeriana – Sede Bogotá. nobregon@javeriana.edu.co

RESUMEN

La falta de sistemas de medición hidrometeorológicas en algunas ciudades de la región andina de Colombia, en donde su sistema montañoso se caracteriza por una topografía cambiante y una amplia biodiversidad de ecosistemas, ha generado que se presente un desconocimiento total del potencial hídrico y la carencia de políticas de prevención a los posibles desastres naturales relacionados con los eventos extremos que se generan en épocas de alta pluviosidad. La necesidad de conocer el comportamiento del clima en una región, especialmente en las zonas urbanas tiene gran significancia cuando se relaciona con la planificación del territorio y por ende el desarrollo humano; la ciudad de Ibagué en el departamento del Tolima, no es la excepción, en la actualidad la zona urbana cuenta con tan solo tres estaciones de medición de lluvia, de las cuales dos se encuentran al interior de la ciudad y una fuera de ella, la baja cantidad de equipos al interior de la misma ha ayudado a que las autoridades locales y ambientales no cuenten con información precisa de la gestión de los recursos hídricos. Con el presente trabajo, se busca evaluar la aplicabilidad de técnicas de diseño de redes de monitoreo tendientes a aportar información esencial en lo que corresponde al conocimiento del clima en la ciudad.

ABSTRACT

The lack of hydrometeorological measurement systems in some cities of the region and of Colombia, where its mountainous system is characterized by a changing topography and a great biodiversity of ecosystems, has generated a total lack of knowledge of the water potential and the lack of policies of prevention to the possible natural disasters related to the extreme events that are generated in times of high rainfall. The need to know the behavior of the climate in a region, especially in urban areas, has a great significance when it is related to the planning of the territory and human development; the city of Ibague in the department of Tolima, is not the exception, at present this city has only three rain measurement stations, of which are inside the city and outside it, the low amount of teams within the city have helped local and environmental authorities do not have accurate information on the management of water resources. With the present work, we seek to evaluate the application of monitoring network design techniques tending to provide essential information in what corresponds to the knowledge of the climate in the city.

PALABRAS CLAVES: *Medición de variables hidrometeorológicas, diseño redes hidrometeorológicas, planificación de recursos hídricos*

INTRODUCCIÓN

La adecuada gestión de los recursos hídricos depende sustancialmente del conocimiento sobre el comportamiento hidrológico y climatológico de las cuencas hidrográficas. La calidad, la oferta y la demanda del agua hace que el desarrollo de una región en términos de planificación urbana, agrícola y social se vea comprometida en cuanto a su desarrollo y calidad de vida de los que habitan en ella. Para adelantar una adecuada gestión de los recursos hídricos, se requiere de información continua y de calidad, para lo cual se utilizan redes de monitoreo hidrometeorológico existentes. Una red hidrometeorológica es un sistema organizado para la recolección de información específica de datos atmosféricos o climatológicos, tal como la precipitación, la escorrentía superficial, la temperatura, la calidad del agua, la sedimentación y otros parámetros que aportan al conocimiento climático y meteorológico de una región.

Las redes hidrometeorológicas se constituyen por tanto en un instrumento de monitoreo y seguimiento para la planificación urbana en términos de ocupación del territorio y del uso de los recursos hídricos, como también aportan al conocimiento de los fenómenos atmosféricos extremos (lluvia y calor). La falta de monitoreo de las variables hidroclimáticas como es el caso Ibagué, ha generado que las autoridades municipales, así como las ambientales, no posean datos suficientes que permitan cuantificar los eventos que se presentan en la ciudad, al igual de no tener claridad de la disponibilidad de agua en las cuencas que circundan la ciudad.

Este artículo hace parte de un estudio de investigación cuyo objetivo principal es el diseño de una red hidrometeorológica para las cuencas urbanas del municipio de Ibagué para la planificación y gestión del riesgo en el mismo, a partir de la evaluación de técnicas de diseño de redes de monitoreo hidrometeorológico a nivel urbano. En este estudio se presentan los primeros avances sobre el análisis de la situación actual en términos de monitoreo en la zona, y técnicas disponibles para el diseño de redes:

DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

El diseño de la red se realizará en el municipio de Ibagué, ubicado en el Departamento del Tolima, Colombia (Figura 1); localizado en el flanco oriental de la cordillera Central de Colombia, con un gradiente altitudinal entre los 940 y los 1537 m.s.n.m, mostrándose una diferencia altitudinal de 597 metros en tan solo 16.30 kilómetros de longitud. La superficie total del municipio es de 1492 km^2, desde la zona montañosa ubicada en la parte alta del nevado del Tolima hasta el relieve más plano, conocido como la meseta o abanico de Ibagué. Con una población cercana a los 650.000 habitantes, esta ciudad es conocida actualmente como una de las tres ciudades con mayor crecimiento poblacional del país, debido al desarrollo urbanístico que viene teniendo y la conectividad que tiene especialmente con el centro del país, lo que la hace estratégica para el desarrollo económico y turístico. (Alcaldía de Ibagué, 2014).

Actualmente, el municipio no cuenta con información hidrometeorológica suficiente que permita atender las necesidades de la ciudad, al igual que cuantificar los eventos extremos que se puedan presentar, generando con ello déficit de información para la planificación ambiental de la ciudad.

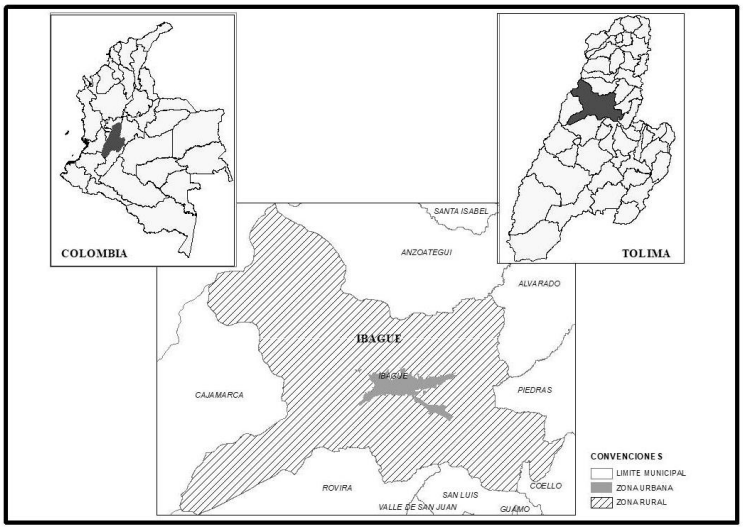


Figura 1. Localización geográfica de Ibagué. (Alcaldía de Ibagué, 2014)

Ubicación y estado de las estaciones existentes

El municipio cuenta con tres estaciones, dos de tipo pluviométricas y una sinóptica secundaria, referenciadas y codificadas según el Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales de Colombia IDEAM como:

Tabla 1.- Estaciones ubicadas en el municipio de Ibagué. (IDEAM)

Nombre estación	Código	Registro de datos	Tipo
Interlaken	21210240	(1994 – 2015)	Pluviómetro
Cruz Roja	21210230	(1997 - 2017)	Pluviómetro
Aeropuerto Perales	21245040	(1971 - 2015)	Sinóptica secundaria

La ubicación de estos equipos está hecha de la siguiente manera: dos estaciones pluviométricas al interior del área urbana en el barrio Interlaken y las instalaciones del IDEAM sede Tolima y una por fuera del perímetro urbano en las instalaciones del Aeropuerto Perales de la ciudad de Ibagué (Figura 2).

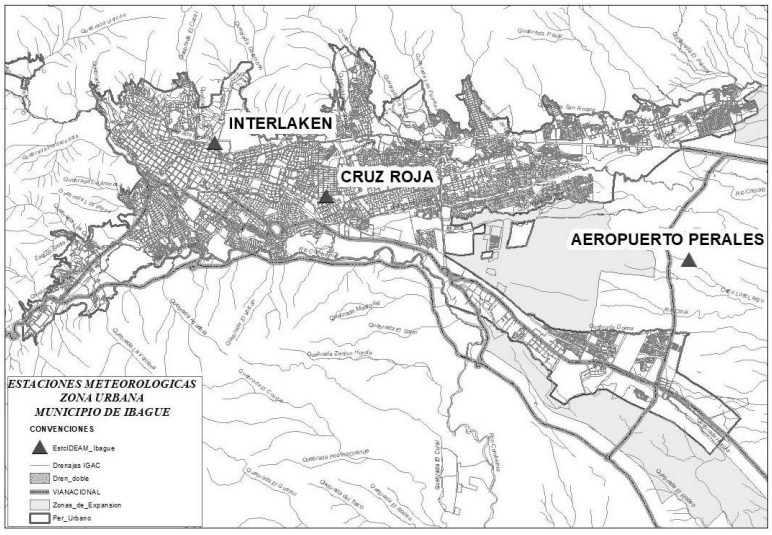


Figura 2. Ubicación espacial de las estaciones IDEAM, Municipio de Ibagué
Fuente: Elaboración propia con información de Google Map y POT 2014

DATOS Y MÉTODOS

Procesamiento y análisis de la información existente

Se realizó el análisis de las series de las estaciones descritas en la tabla 1, según los métodos estadísticos de refinamiento establecidos en la Guía de Instrumentos y métodos de observación meteorológicos (OMM, 2010), y el Manual del sistema mundial de observación (OMM, 2015). Estos métodos de refinamiento de información consisten en realizar un análisis exploratorio de series temporales, con el propósito de determinar la calidad de la información hidrológica que se está utilizando actualmente.

Uno de los principales factores al momento de realizar el análisis de datos climatológicos es verificar que las estaciones sean inspeccionadas periódicamente para asegurar el funcionamiento correcto de los instrumentos de medición y la calidad de las observaciones. Cuando los datos han sido obtenidos manualmente, la comprobación de esta información deberá tener en cuenta las etapas siguientes:

a) Revisión preliminar de los datos faltantes.
b) Selección de la serie de datos a tratar teniendo en cuenta el menor número de datos faltantes.
c) Verificación de la completitud y corrección de la información correspondiente, es decir, fechas de inicio de recesión de datos, nombre e identificador de la estación y ubicación geográfica.
d) Consistencia y homogenización de datos, utilizando para ello técnicas estadísticas en donde se pueda reflejar la calidad de los datos captados por los sistemas de medición.

Metodologías de diseño de redes hidrometeorológicas

A partir del conocimiento del estado del arte en relación a las técnicas de diseño utilizadas en la construcción de redes de monitoreo hidrometeorológico, como lo son el análisis estadístico, interpolación espacial, la aplicación de las teorías de la información, técnicas de optimización, análisis fisiográfico, encuesta a los usuarios o recomendaciones de los expertos y las combinaciones de múltiples métodos, etc., (Keum, Kornelsen, Leach, & Coulibaly, 2017), se evaluará y recomendará la mejor técnica para el diseño a realizar en el municipio de Ibagué.

En Colombia, el diseño de las redes de monitoreo climatológico e hidrometeorológico se ha realizado tradicionalmente siguiendo las normas y parámetros técnicos establecidos por la Organización Mundial de Meteorología (OMM, 1994), como principal órgano a nivel mundial en dictar recomendaciones técnicas tendientes a diseñar una red estable.

A nivel nacional y local, en Colombia, el IDEAM, en el año 2004, generó un documento técnico de recomendaciones básicas para diseño de redes en Colombia (IDEAM 2004), partiendo del hecho de que la característica principal a tener en cuenta para iniciar la actividad de diseño es el trabajo de campo, el cual debe estar enfocado en conocer las áreas de interés a observar y a partir de allí las variables a medir, esto con el propósito de asegurar que los sitios escogidos para ubicar los equipos de medición cumplan con las condiciones mínimas de instalación y operación.

En el diseño de redes hidrometeorológicas, además de tener en cuenta el tipo de red y su ubicación geográfica, se requiere definir su metodología de diseño; este punto marca dentro del diseño de las redes de monitoreo de agua y variables atmosféricas, un rol muy importante, ya que con ello se busca determinar la distribución espacial de los equipos a instalar, como también la frecuencia en el recibo de los datos y las variables a medir (Monitoring, 2001). En la actualidad, existen diferentes metodologías de diseño disponibles, como el análisis estadístico, interpolación espacial, la aplicación de la teoría de la información, técnicas de optimización, análisis fisiográfico, encuesta a los usuarios o recomendaciones de los expertos y las combinaciones de múltiples métodos, etc…, (Keum, Kornelsen, Leach, & Coulibaly, 2017), analizando brevemente cada una de las metodologías antes mencionadas y otras que no fueron referenciadas antes, se podría decir que

existe una buena gama de metodologías que permiten al diseñador de una red tener herramientas de diseño capaces de atender las necesidades de una zona (José F. B, Gloria E. León A., 2011).

Métodos de diseño, como el conocimiento de expertos o generado por los usuarios de la red, podría ser de alguna manera un concepto de diseño subjetivo, teniendo en cuenta que gran parte del trabajo se vería reflejado en el conocimiento de las necesidades de observación propia y de la zona de interés a monitorear por parte del usuario (Keum et al., 2017). Otros métodos de diseño que pueden ser asociados entre sí por su similitud en cuanto al método de trabajo pueden ser los basados en el cruce de mapas temáticos y los métodos geo estadísticos, aunque estas dos metodologías pueden tener parentesco no son iguales., La estimación más precisa de los valores climatológicos en un área determinada puede basarse de la interpretación de mapas de diferentes temáticas, los cuales aportan información base para la toma de decisiones en cuento a la ubicación de los equipos y cobertura de señal que permita enviar los datos en tiempo real y una mejor espacialidad de la variables a medir (Putthividhya & Tanaka, 2012).

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Las tres estaciones pluviométricas cuyos registros oscilan entre los años 1971 al 2017, contienen información mensual de precipitación. Inicialmente, con base en la información existente se determinaron los estadísticos básicos de las series de datos.

Tabla 2.- Análisis estadístico de precipitación (mm) de las estaciones tabla 1.

Estadístico	**Perales Aeropuerto** 21245040	**Interlaken** 21210240	**Cruz Roja** 21210230
Año de inicio	1971	1994	1997
Año fin	2017	2015	2017
Máximo (mm)	419,00	584,50	494,00
Mínimo (mm)	0,10	0,00	0,00
Media	139,01	188,77	177,21
Mediana	122,90	182,25	166,65
Varianza	7797,79	12511,3	12016,55
Desviación estándar	88,38	112,08	109,84
Curtosis	0,22	0,54	-0,10
Asimetría	0,79	0,73	0,57
% de datos faltantes	1.07	5,00	11,00

A partir de cada una de las series de datos existentes para cada estación, se obtuvieron los estadísticos básicos, de los cuales se puede concluir lo siguiente:

- La estación Perales Aeropuerto, posee una serie de datos más extensa, entre el año 1971 y el año 2017, para un total de 47 años de registro de lluvia, mientras para las otras dos estaciones (Interlaken y Cruz Roja) las series de datos son de 20 años, ósea un 42.55% de los datos capturados por la estación Perales. Además de lo anterior, las estaciones Interlaken y Cruz Roja, fueron instaladas a mediados de los años 90, lo cual indica que la ciudad posee un déficit de información climática de 25 a 27 años, con respecto a la fecha de instalación y puesta en marcha de la estación referente para el común de la gente en la ciudad de Ibagué, Aeropuerto Perales. Es importante resaltar que la estación Aeropuerto Perales, se ubica por fuera del casco urbano del municipio, lo que indica que los fenómenos de lluvia caídos sobre la ciudad de Ibagué sobre los años 70 y 80, no fueron monitoreados, ello genera que al momento de querer relacionar eventos actuales al interior de la ciudad con los posibles eventos ocasionados en los años no monitoreados con propósitos de diseñar obras civiles, no se cuente con una buena información que permita establecer el comportamiento de la lluvia a lo largo de un periodo más extenso.

- Las series de datos analizadas no presentan gran dispersión con respecto a la media para cada serie de datos (σ = 88,38 mm, estación Apt Perales), (σ = 112,08 mm, estación Interlaken) y (σ = 109,84 mm, estación Cruz Roja).

Con el propósito de conocer la consistencia de los datos de lluvia registrada por los sistemas de medición, Arp. Perales, Cruz Roja e Interlaken, se realizaron los gráficos de doble masa, esto con el fin de comparar el comportamiento de cada estación con ella misma; de este ejercicio se pudo obtener que los datos analizados para la estación Apt. Perales, presenta un buen ajuste mostrando una línea bien definida y su coeficiente de determinación R^2 muy próximo a 1, 0.9998; en cuanto a las estaciones Cruz Roja e Interlaken, las gráficas muestran en algunos tramos un cambio muy leve en con respecto a su comportamiento sin que ello haga que el coeficiente de determinación R^2 se aleje considerablemente de 1; dando un valor de 0.9968 y 0.9972, respectivamente, lo cual indica que la información capturada hasta el momento por las estaciones existentes es aceptable.

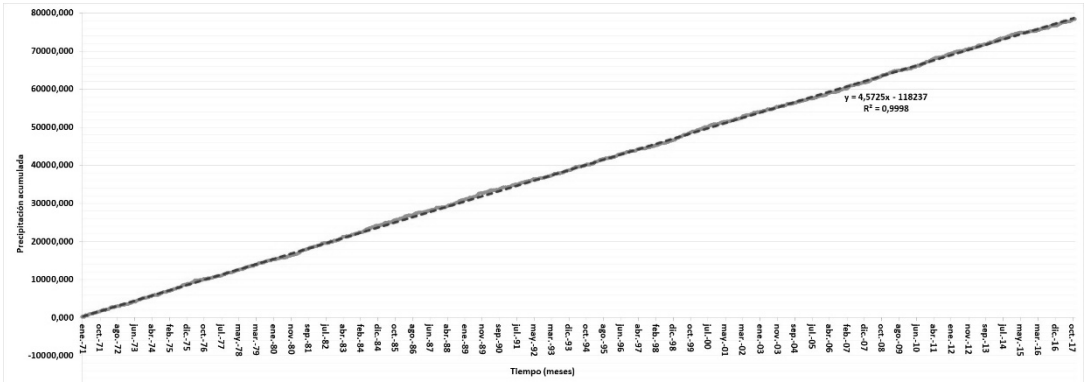


Figura 3. Doble masa estación Perales

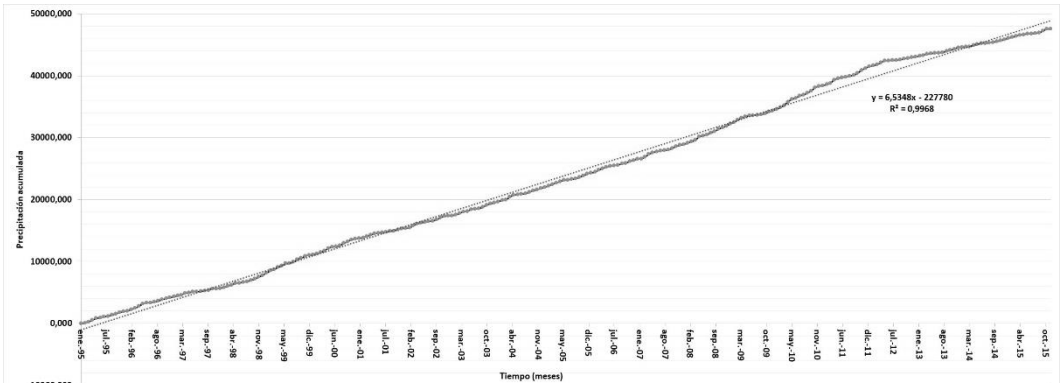


Figura 4. Histograma de frecuencia estación Interlaken

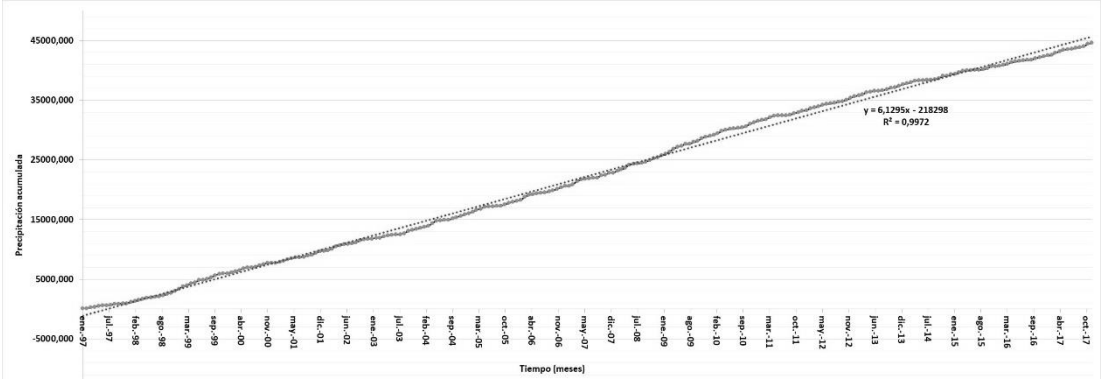


Figura 5. Doble masa Cruz Roja

En las figuras 6,7 y 8, se muestran los histogramas de frecuencia para cada serie de datos de lluvia mensual, de los cuales se concluye que la distribución de datos no es normal, presentando un sesgo hacia la izquierda, en donde los valores máximos de lluvia se ubican por debajo de la media.

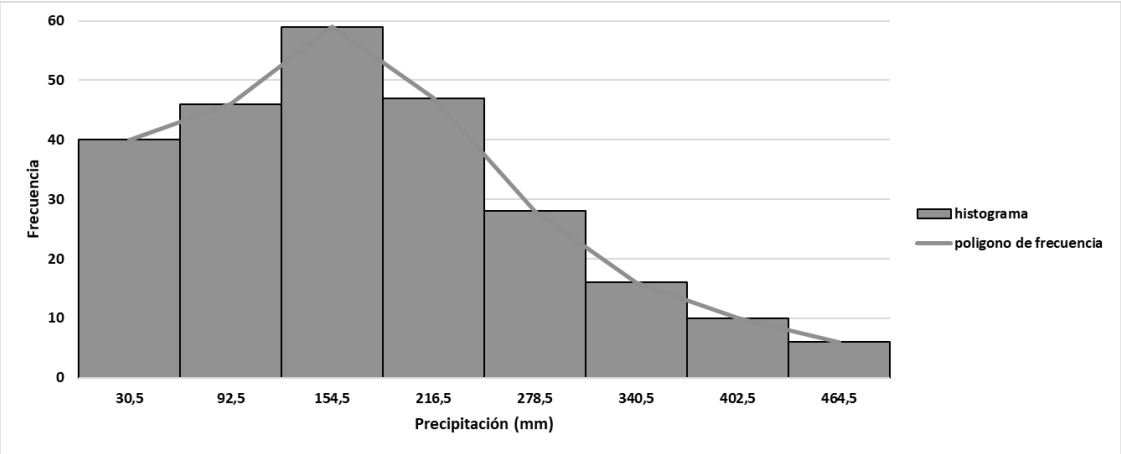


Figura 6. Histograma de frecuencia estación Cruz Roja

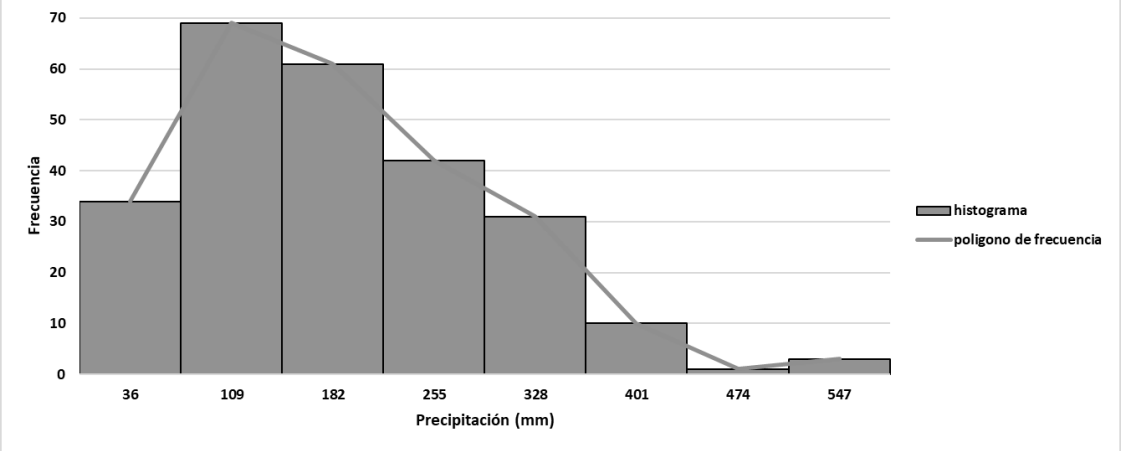


Figura 7. Histograma de frecuencia estación Interlaken

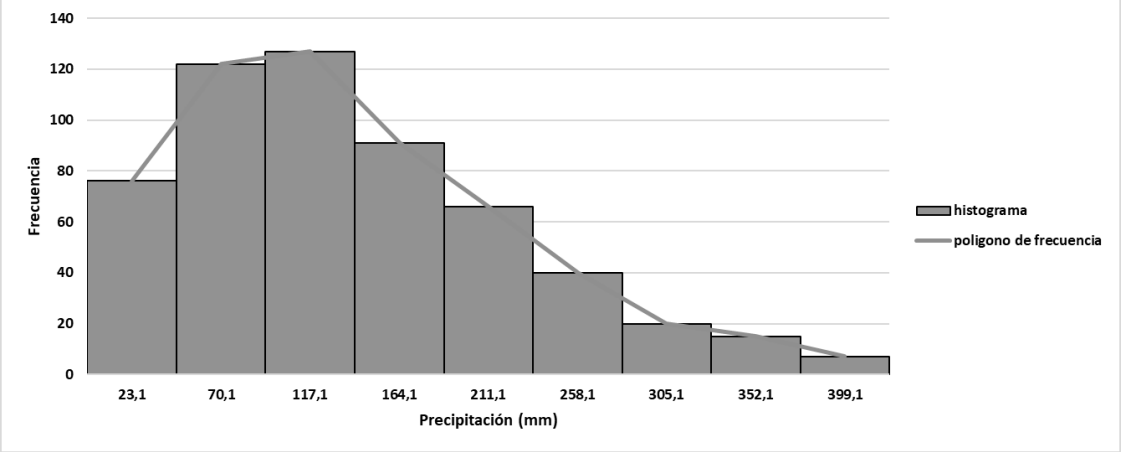


Figura 8. Histograma de frecuencia estación Perales

En la Figura 9, se muestra la variabilidad anual de la precipitación registrada por las estaciones con influencia en el área urbana de la ciudad de Ibagué y el sector del aeropuerto perales, para diferentes periodos de registro; Se distingue, un comportamiento bimodal de la precipitación a lo largo del año, en las tres estaciones analizadas, en donde se muestra la ocurrencia de dos periodos de bajas precipitaciones (Periodo seco) y dos periodos húmedos (de altas precipitaciones). Los periodos de bajas precipitaciones, ocurren entre los meses de diciembre - febrero y junio - agosto;

los periodos lluviosos, ocurren entre los meses de marzo y mayo, con un pico en el mes de abril, y entre septiembre y noviembre, con un pico máximo en el mes de octubre.

Las estaciones Interlaken y Cruz Roja, no muestran una similitud en cuanto a la representación de los periodos húmedos (lluvia máxima) especialmente, ya que para la estación Cruz Roja, los meses de febrero, marzo, abril, mayo y junio, las lluvias máximas estuvieron entre los 300 a 400 mm, mientras que la estación Interlaken, muestra que los meses con mayor cantidad de lluvia caída estuvo en los mes de Abril y mayo, superando los 500 mm superando los mismos meses de la estación antes mencionada.

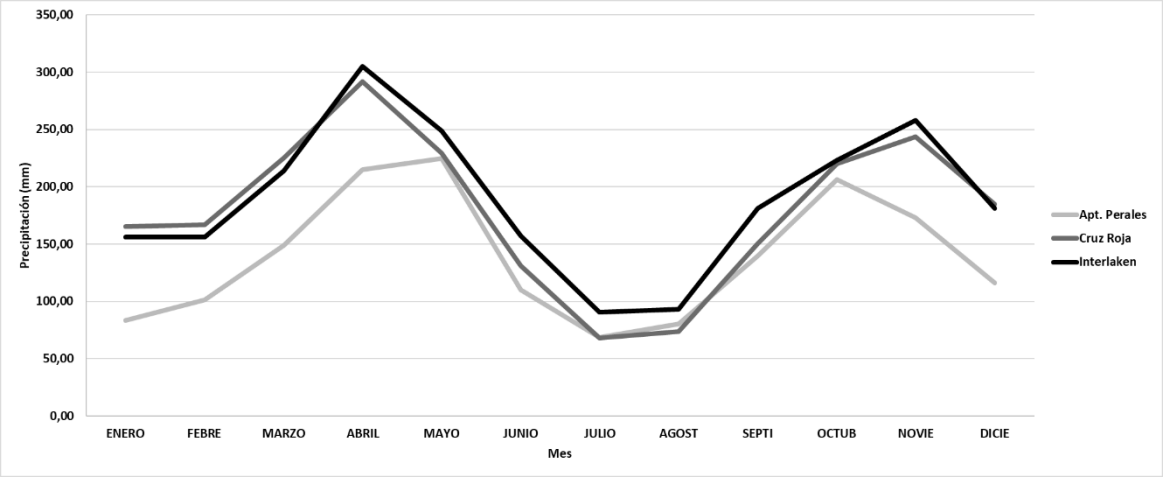


Figura 9. Variabilidad interanual de la precipitación media (mm), estaciones Apt. Perales, Cruz Roja e Interlaken.

De la misma Figura 6, se percibe que las estaciones Cruz Roja e Interlaken, presentan un comportamiento espacial y temporal muy similar (periodos secos y húmedos), mientras que la estación Arp. Perales registra valores medios mensuales por debajo de las dos estaciones antes mencionadas y con una espacialidad en cuanto a los periodo secos y húmedos, muy diferentes, ya que para esta estación los meses de mayo y octubre son los meses en los cuales se presentan los picos medios de lluvia, mientras que para las estaciones Cruz Roja e Interlaken, los picos de lluvia media se presentan en los meses de abril y octubre, lo que indica que en el centro de la ciudad las lluvias medias mensuales son mayor en cuanto a su magnitud y no presentan el mismo comportamiento espacial que las lluvias que caen en la parte baja del municipio.

Con el propósito de conocer e identificar preliminarmente si alguna de las series de datos analizadas, es o no estacionaria, se realizó el análisis de autocorrelación cruzada entre ella misma, esta función ayuda a conocer los patrones de comportamiento de las series de datos capturados por los sistemas de medición existentes.

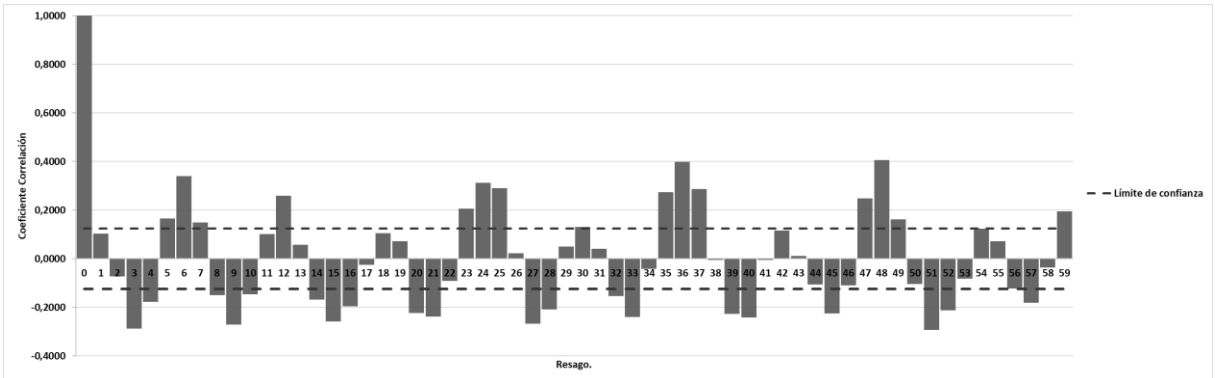


Figura 10. Autocorrelograma estación Cruz Roja

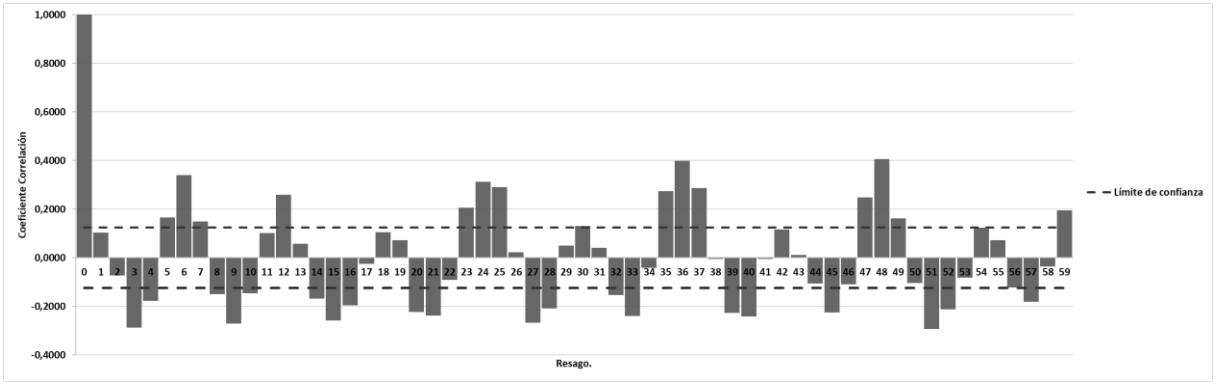


Figura 11. Autocorrelograma estación Interlaken

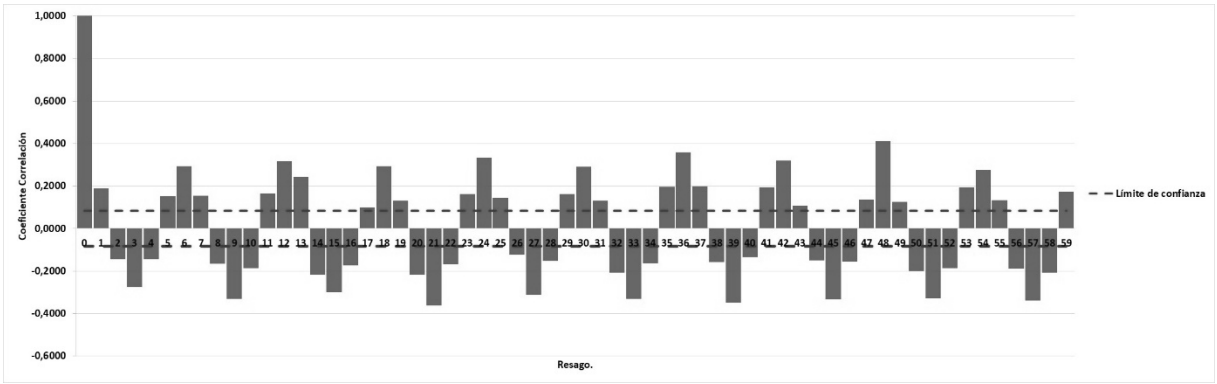


Figura 12. Autocorrelograma estación Perales aeropuerto

En las Figuras 10 y 11, que corresponden a los autocorrelogramas cruzados para las estaciones Cruz Roja e Interlaken, se observa inicialmente una gran similitud entre los autocorrelogramas generados para las estaciones Cruz Roja e Interlaken, lo que permite decir que los fenómenos que registran estas dos estaciones pueden ser muy similares por su cercanía; diferente a lo mostrado por el autocorrelograma generado para la estación Apt. Perales figura 12, en dónde existe una gran diferencia. Por otro lado, y analizando los gráficos generados, se visualiza una estacionalidad o prioridad en los fenómenos climáticos.

El diseño actual de las estaciones de medición climatológica (Pluviómetros) ubicadas la interior del área urbana del municipio de Ibagué, correspondió a métodos de diseño básico donde en su momento tenía como único objetivo conocer la cantidad de lluvia caída al interior de la ciudad, siendo así que para el año en el cual las estaciones Cruz Roja (1997) e Interlaken (1994), fueron instaladas, el área de influencia era muy pequeña; caso contrario a lo ocurrido en la estación aeropuerto perales, la cual fue instalada atendiendo los requerimientos y necesidades de la aeronáutica civil de Colombia.

Teniendo en cuenta que la ciudad de Ibagué, ha venido creciendo considerablemente y los requerimientos de información hidrometeorológica se hacen cada vez más necesarios, se deben explorar nuevos métodos de diseño hidrometeorológico, los cuales permitan no solo conocer una sola variable climatológica “Precipitación”, sino que también sirvan para medir otros parámetros que puedan ser utilizados en usos tales como la gestión del riesgo, los recursos hídricos y la climatología.

A partir de las técnicas de diseño hidrometeorológicas que existen actualmente, donde su aplicabilidad debe tener un adecuado conocimiento del clima existente en la zona de estudio, así como también de la topografía y la formación de los eventos climáticos; la ciudad de Ibagué permite explorar técnicas como la interpolación espacial donde a partir de puntos con valores conocidos de una variable climática se pueden estimar valores desconocidos en otros puntos. Esto permite inicialmente hacer mapas de lluvia en donde se carece de estaciones meteorológicas distribuidas uniformemente para cubrir toda la ciudad de Ibagué. El uso de esta técnica permite preliminarmente evaluar la ubicación de nuevos puntos de medición meteorológica.

Otra metodología a utilizar inicialmente en el diseño de la red hidrometeorológica para la ciudad de Ibagué es el análisis fisiográfico, este método consiste en conocer la variación de la lluvia y las variables climáticas en función de la elevación y la orientación a sotavento y a barlovento. Los sistemas montañosos como los que se ubican alrededor de la ciudad de Ibagué, en los costados norte y sur de la misma, influyen significativamente en la generación de las tormentas, debido a la existencia de microclimas que se acentúan en estas zonas altas.

Por último y como un primer acercamiento a la evaluación de técnicas de diseño de redes hidrometeorológicas para la ciudad de Ibagué, se tiene el uso de encuestas a los usuarios de la red o recomendaciones de expertos y el cruce de mapas temáticos, estas dos técnicas deben ir de la mano; lo anterior, con el propósito de obtener una adecuada lectura e interpretación de mapas temáticos de suelos, coberturas vegetales y áreas urbanas, puntos con mayores afectaciones relacionadas a eventos de lluvia, como también de cuencas urbanas, que permitan dar una primera aproximación a los necesidades de implementación de sistemas de monitoreo, con el fin de lograr un amplio conocimiento del territorio, permitiendo evaluar de primera mano los resultados de este análisis zonificación.

REFERENCIAS

Alcaldía de Ibagué. (2014). *Documento Tecnico De Soporte De La Revision Ordinaria Del Plan De Ordenamiento Territorial.* Ibagué.

Domínguez-calle, E., & Lozano-báez, S. (2014). Estado del arte de los sistemas de alerta temprana en Colombia. 38(148), 321–332.

IDEAM. (2014). Características climatológicas de ciudades principales y municipios turísticos., 48. h

IDEAM. (2004). GUIA PARA EL MONITOREO Y SEGUIMIENTO DEL AGUA.

José Francisco Boshell, Gloria E. León A., A. J. P. Q. (2011). Metodologías para generar y uitilizar información meteorológica

Keum, J., Kornelsen, K. C., Leach, J. M., & Coulibaly, P. (2017). Entropy Applications to Water Monitoring Network Design : A Review, 1–21.

Mesa, O., & Peñaranda, V. M. . (2015). Complejidad de la estructura espacio-temporal de la precipitación. *Revista Academia Colombiana de Ciencias Exactas, Fisicas Y Naturales,*, 39(152), 304–320.

MinAmbiente-IDEAM. (2015). Estudio Nacional del Agua, MinAmbiente-IDEAM. Bogotá, D.C., Colombia.

Monitoring, R. Q. (2001). HYDRO-METEOROLOGY - DESIGN MANUAL. Governmennt of India & Government of the Netherlands, 3.

OMM. (1994). Design of Hydrometeorological Data Networks.

OMM. (2010). Guía de instrumentos y métodos de observación metereológicos .

OMM. (2015). Manual del sistema mundial de observación. Documento N° 544.

Putthividhya, A., & Tanaka, K. (2012). Optimal Rain Gauge Network Design and Spatial Precipitation Mapping Based on Geostatistical Analysis from Colocated Elevation and Humidity Data, 3(2).

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

ASPECTOS HIDROGEOLÓGICOS EN LA FORMACIÓN ABRUPTA DE CURSOS FLUVIALES EN CUENCAS SEMIÁRIDAS SEDIMENTARIAS

Buono Nicolás [(1)], Jobbágy Esteban [(2)], Nosetto Marcelo [(2)], Menéndez Ángel [(3)], Cáceres Raúl [(1)]
(1) Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de La Plata
(2) Grupo de Estudios Ambientales - IMASL, Universidad Nacional de San Luis
(3) Instituto Nacional del Agua
Calle 1 y 47, ciudad de La Plata, nicolasbuono8@hotmail.com

RESUMEN:

Se presenta un estudio basado en modelación hidrológica extendida con el objeto de evaluar el impacto del cambio de uso del suelo y el aumento de las precipitaciones sobre las recargas freáticas en una cuenca semiárida sedimentaria de la Pampa Occidental (cuenca del Morro, provincia de San Luis), la cual ha sufrido graves procesos erosivos en las últimas tres décadas a causa de fenómenos abruptos de auto-colapso espontáneo de depósitos loéssicos en estado suelto, vinculados a sectores que manifiestan anegamientos locales asociados a niveles freáticos cercanos a la superficie. Asimismo, se propone evaluar el impacto del aumento de las áreas anegadas y la conectividad de la red hídrica sobre la magnitud de los eventos de crecida, con el objeto de vincular el rápido crecimiento de los cauces con la evolución del medio físico desde un régimen semipermanente-endorreico hacia permanente-exorreico donde prevalecen procesos de erosión, transporte y sedimentación. El estudio muestra un incremento de las recargas a partir del reemplazo de las coberturas nativas (bosque y pasturas/pastizales) por cultivos anuales de secano (soja y maíz), dada la mayor capacidad de las coberturas nativas para captar y evapotranspirar el agua de lluvia gracias a una mayor profundidad de raíces. Asimismo, el aumento de la precipitación en el último siglo ha mostrado un impacto del mismo orden de magnitud. Por su parte, se señala que la expansión de la red hidrográfica y el incremento de áreas anegadas presentan una incidencia importante sobre los caudales de crecida, potenciando la profundización y consolidación de los nuevos cauces.

ABSTRACT:

A study based on hydrological modeling was carried out in order to evaluate the impact of land use change and rainfall increase on groundwater recharge in a semi-arid sedimentary catchment of the Western Pampas (El Morro basin, San Luis), which has suffered severe erosive processes in the past three decades due to abrupt self-collapse of loessic sedimentary deposits in areas that show local flooding associated with high water table levels. Also, we analyze the impact of river network connectivity and the increase of flooded areas on peak flow rate, in order to link the rapid growth of the new rivers with the evolution of the physical environment where processes of erosion, transport and sedimentation prevail. Increased precipitation and changes in land cover as a replacement of forest/pastures for annual crops are identified as the potential causes of high water table levels in the region, given the greater capacity of native coverings to capture and evapotranspire rainwater thanks to greater root depth. Moreover, it is showed that the expansion of the hydrographic network and the increase of flooded areas have had an important impact on flood events, causing the rapid growth of the new water courses.

PALABRAS CLAVES: erosión hídrica; depósitos loéssicos; ascensos freáticos

INTRODUCCIÓN

La cuenca hidrográfica del Morro ha sufrido un importante proceso de erosión hídrica en las últimas décadas, manifestando un crecimiento exponencial de su red de drenaje superficial a partir de la generación abrupta de nuevos cauces sobre el territorio y su posterior desarrollo (Contreras et al. 2012). El origen de los nuevos cursos se encontraría dado a partir de remociones en masa del terreno, motivadas por procesos de auto-colapso espontáneo de depósitos sedimentarios loéssicos en estado suelto, desencadenándose en sectores que manifiestan anegamientos locales asociados a niveles freáticos cercanos a la superficie (Jobbágy et al. 2015).

Este fenómeno es seguido por eventos de erosión retrógrada causada a partir de mecanismos de sapping, los cuales son catalizados por el aporte de flujos subsuperficiales y las fuertes pendientes del terreno. A su vez, el proceso continúa avanzando hacia aguas abajo del sector inicial de colapso y sobrepasando el explayamiento aluvional inicial, seguido por el desarrollo de fenómenos de erosión fluvial que provocan la rápida profundización y crecimiento de los valles (Degiovanni et al. 2008).

Estos episodios de expansión horizontal y vertical suelen ser abruptos y coinciden con eventos de lluvias intensas, sin que sean necesariamente excepcionales en el registro histórico (Jobbágy et al. 2015). De esta manera, la formación de nuevos ríos trae consigo la remoción y transporte de grandes masas de sedimento que luego se depositan aguas abajo en forma de aluvión, cubriendo grandes extensiones de terreno y causando la obstrucción de vías de comunicación, fragmentación y pérdida de áreas productivas y diversos daños sobre infraestructura existente.

Figura 1.- Daños sobre puente y explayamiento aluvional en la Ruta Nacional Nº 8.

Desde un punto de vista hidrológico se observa un ascenso sostenido de los niveles freáticos generalizado en la región, el cual avanzó progresivamente en las últimas décadas (Contreras et al. 2012, Sánchez et al. 2013). La causante principal de este proceso se encontraría dada a partir del cambio en el balance hidrológico que sufre el territorio, motivado fundamentalmente por el cambio en el uso del suelo y la dinámica subsuperficial resultante entre los excesos hídricos y el basamento hidrogeológico de la cuenca.

Por otra parte, vale señalar que la configuración hidrogeológica de las áreas afectadas se caracteriza por la presencia de un basamento rocoso cercano a la superficie, conformando un acuífero libre de baja potencia y en general variable tanto en sentido norte-sur como en dirección este-oeste. Dicha variabilidad condicionaría de manera significativa la respuesta de los niveles freáticos frente a la dinámica hídrica existente (Sánchez et al. 2013).

Se destaca como ejemplo el caso del denominado Río Nuevo en la cuenca del Morro, el cual inició su formación alrededor de la década de 1980 y en la actualidad presenta valles de hasta 25 metros de profundidad y 50 metros de ancho. Otro ejemplo reciente corresponde al caso del río La Paraguaya en la provincia de Córdoba, el cual se desarrolló en forma abrupta a finales del año 2015 generando obstrucción y daños sobre la Ruta Nacional N°8.

CARACTERIZACIÓN GEOMORFOLÓFICA Y GEOTÉCNICA

La región en estudio se encuentra situada en la Provincia Geológica Sierras Pampeanas Occidentales de San Luis y Córdoba. En este contexto, las zonas afectadas se encuentran cubiertas por sedimentos de edad cuaternaria (fluviales, aluviales y eólicos) que se sobreponen a rocas de edad terciaria y del Basamento Cristalino (rocas metamórficas, ígneas efusivas y sedimentarias) asignado al periodo Paleozoico (Degiovanni et al. 2008). Los suelos se identifican como Molisoles y Entisoles con textura franco arenosa, compuestos por arcilla (7%), limo (23%) y arenas finas a muy finas (70%). Tal medio físico, entendido como la presencia de unidades rocosas aflorantes, relleno sedimentario y estructuras geológicas, condiciona y controla tanto la dinámica del agua superficial como la del agua subterránea.

Con el objeto de profundizar el conocimiento de los suelos dominantes en la región desde un enfoque geotécnico, se realizó una caracterización en detalle de los depósitos cuaternarios superficiales a partir de ensayos de laboratorio sobre muestras alteradas de suelo extraídas en uno de los valles que conforman la cabecera del Río Nuevo. A su vez, se efectuó una recopilación y análisis de estudios antecedentes disponibles en la región, los cuales incluyen diversos sondeos en las localidades de Villa Mercedes, Juan Jorba, Fraga y las represas El Chañar y Zelegua (Córdoba). Los estudios de campo indican la presencia de un manto sedimentario superficial conformado por depósitos cuaternarios de origen eólico (loessoides), compuestos por arenas muy finas con un alto contenido de limo no plástico y algunas concreciones calcáreas de fuerte cementación con nódulos compactos. El análisis de densidades relativas sobre la estratigrafía de estos depósitos cuaternarios superficiales a partir de ensayos SPT (Standard Penetration Test) indica la presencia de un manto normalmente consolidado con capas en estado suelto hasta los 5 metros de profundidad y medianamente densas hasta los 10 metros, en términos generales. A su vez, las propiedades mecánicas de estos mantos se presentan análogas a los suelos de textura predominantemente arenosa.

Vale resaltar que las características físicas del material revelan la presencia de suelos potencialmente colapsables y dispersivos. El análisis efectuado se realizó en base a ensayos Pin Hole sobre muestras alteradas de suelo compactadas al 95% del Proctor y estudios antecedentes de doble edometría sobre muestras inalteradas de suelo. La colapsibilidad de estos mantos se explica a partir de la sensibilidad de su comportamiento mecánico frente a los cambios de humedad, en los cuales se genera una variación volumétrica brusca de su matriz a partir de la saturación, sin necesidad de un aumento en las presiones efectivas sino debido a una atenuación de los esfuerzos capilares intergranulares. En general, este tipo de materiales pertenecen a fracciones loessiales con estructuras macroporosas, granulometrías predominantemente finas de pobre distribución y fuertes contenidos de limo. Si bien la fracción de arcilla es relativamente escasa, vale destacar que la misma presenta una influencia significativa sobre el comportamiento mecánico y la estructura intergranular de estos suelos.

Desde un enfoque geomecánico, investigaciones antecedentes (Wan-Li Xie et al. 2017) definen al loess como el suelo colapsable de mayor importancia, dado que su comportamiento ante el humedecimiento está totalmente influenciado por el ordenamiento estructural de sus partículas, el cual a su vez se encuentra relacionado en forma directa con su proceso de formación y deposición. El colapso de estos mantos sedimentarios implica una disminución en su volumen debido a una alteración súbita de su estructura, donde el colapso depende de la naturaleza del material, la forma de las partículas y su ordenamiento micro-estructural. Se entiende a este último proceso como una transición abrupta entre una estructura metaestable hacia una más compacta debido a una disminución del esfuerzo efectivo entre partículas producto de los cambios del contenido de agua en un medio de doble porosidad.

Estudios geofísicos antecedentes a partir de sondeos eléctricos verticales en la cuenca del Morro indican la presencia de un basamento rocoso cercano a la superficie, conformado por rocas sedimentarias, metamórficas e ígneas efusivas, atribuidas al periodo Paleozoico y Terciario. La estructura de este basamento configura un manto sedimentario de espesor variable tanto en sentido

norte-sur como en dirección este-oeste. Esta variabilidad condicionaría de manera significativa la respuesta de los niveles freáticos frente a la dinámica hídrica existente en la región (Sánchez et al. 2013). Desde un punto de vista estructural, se identifica un acuífero libre conformado por sedimentos sueltos (no consolidados) atribuidos al Cuaternario con un marcado predominio de materiales finos (arenas, limos y arcillas), los cuales conservan su porosidad primaria. El acuífero suprayace a rocas sedimentarias terciarias, las cuales han perdido parte de su porosidad primaria por compactación y/o cementación y cuyo límite conforma el basamento hidrogeológico de la cuenca.

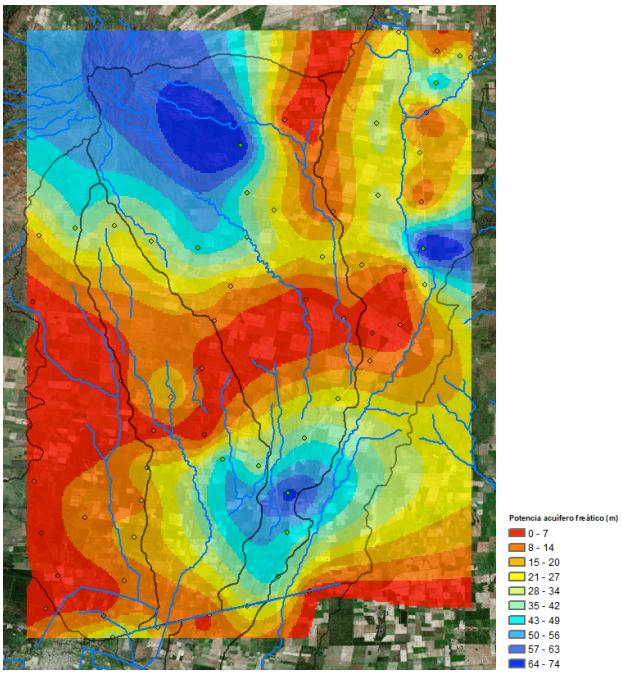


Figura 2.- Profundidad del basamento hidrogeológico, cuenca del Morro.

RECOPILACIÓN Y ANÁLISIS DE INFORMACIÓN DE BASE

Se efectuó una recopilación y análisis estadístico detallado de todas las fuentes de datos meteorológicos y pluviométricos disponibles del Servicio Meteorológico Nacional (SMN), Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria (INTA) y la Red de Estaciones Meteorológicas de San Luis (REM). En forma complementaria, se procesaron bases de datos satelitales a partir de los modelos globales GPM (Global Precipitation Measurement) y TRMM (Tropical Rainfall Measurement Mission). De esta manera se confeccionó una serie histórica de 50 años (1968-2018) de datos diarios de precipitación, temperatura máxima, temperatura mínima, humedad relativa, velocidad del viento y radiación solar, a partir de los registros de la estación INTA Villa Mercedes (1968-2018). Respecto a las forzantes pluviométricas, vale señalar que la precipitación media anual en las inmediaciones de la localidad de Villa Mercedes, correspondiente a mediciones efectuadas en un período de 109 años es de 603 mm. Dicho promedio se reduce a 552,5 mm evaluando el periodo 1903-1957 y se incrementa a 654,8 mm entre los años 1957-2011, dando como resultado un aumento promedio anual del orden de 1,00 mm/año para el ciclo analizado.

La información pluviométrica fue sistematizada a los fines de proceder al tratamiento estadístico de valores extremos mediante las fórmulas de distribución de probabilidad de Gumbel, Pearson III y el Método Lognormal, con el objeto de determinar las precipitaciones máximas probables correspondientes a distintos períodos de retorno. Los resultados fueron evaluados a partir del test de bondad gráfico (límites de confianza) y el test analítico por el método de χ^2 (chi – cuadrado). Asimismo, se formularon curvas intensidad-duración-recurrencia para la cuenca del Morro a partir de la media aritmética entre los resultados obtenidos a partir de cinco metodologías semiempíricas de referencia implementadas en nuestro país. Por otra parte, se propone implementar una expresión analítica de decaimiento-área-duración obtenida a partir del modelo CoDA (Caamaño

Nelli y García, 1999), cuyos parámetros corresponden a la recalibración efectuada con una batería de 10 pluviómetros de la Red Telemétrica del Centro de la Región Semiárida del Instituto Nacional del Agua (INA-CIRSA).

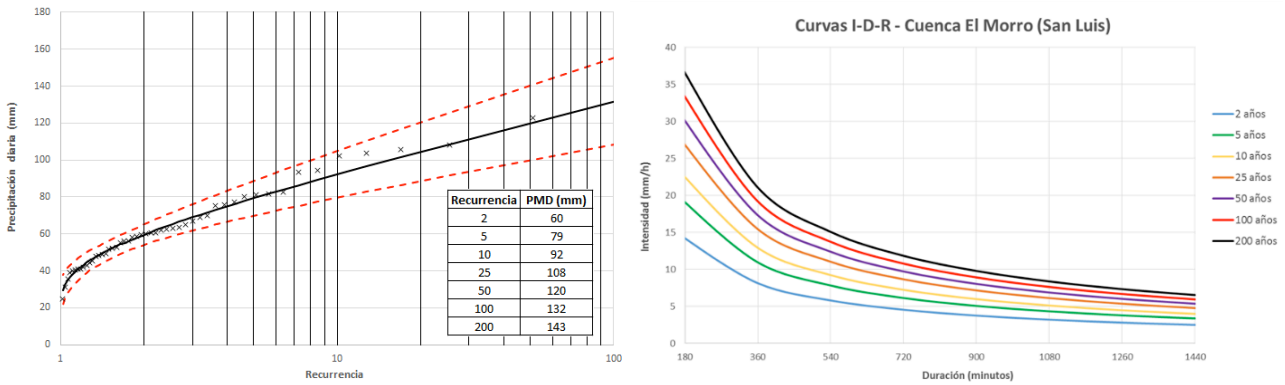


Figura 3.- Valores de PMD y curvas IDR (d>180 min) propuestas para la cuenca del Morro.

El modelo digital de elevaciones (MDE) fue construido a partir de topografía radar obtenida del SRTM (Shuttle Radar Topographic Mission) en su resolución de 30 m. A su vez, se recopilaron cartas topográficas con curvas de nivel, complementadas con una serie de puntos trigonométricos (Red de Alta Precisión, Precisión y Topográfica) pertenecientes a la base de datos del Instituto Geográfico Nacional (I.G.N), con el objeto de validar la información topográfica implementada. Finalmente se realizó una calibración de ambas fuentes de datos, obteniendo valores satisfactorios en las correlaciones resultantes y definiendo así el modelo digital de elevaciones (MDE) a implementar en los cálculos.

Por otra parte, se elaboraron detallados mapas de cobertura vegetal discretizados por periodos (1975, 1985, 1995, 2015) en base al procesamiento de imágenes satelitales, análisis del Índice de Vegetación de Diferencia Normalizada (NDVI) y verificación de campo. Las clases fueron agrupadas bajo tres coberturas principales: cultivos anuales (maíz y soja), bosque nativo y pasturas/pastizales. La distribución espacial por subcuenca fue procesada con ayuda de herramientas S.I.G, obteniendo así una evolución espacio-temporal discreta de la cobertura vegetal en la zona de estudio.

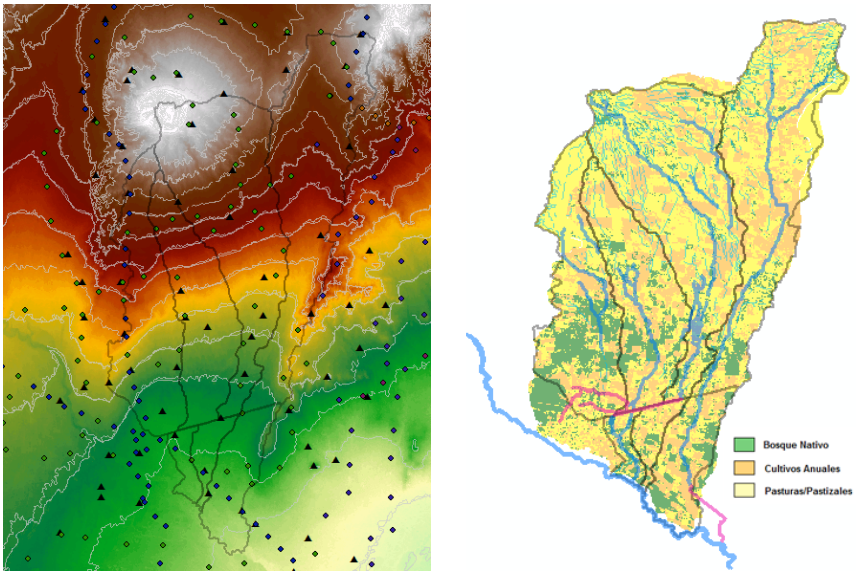


Figura 4.- Modelo Digital de Elevaciones (MDE) y mapa de cobertura vegetal para el año 1975.

En forma complementaria, se efectuó un relevamiento detallado de las superficies anegadas a partir de mapas provenientes de la base del Joint Research Centre (European Commission) en el marco del programa Copernicus. Este producto fue desarrollado para evaluar la distribución

espacio-temporal y la dinámica de los cuerpos de agua a escala global durante un periodo de 32 años (1984-2015), a partir del procesamiento de imágenes satelitales Landsat provistas por el Servicio Geológico de los Estados Unidos (U.S.G.S) y la Administración Nacional de la Aeronáutica y del Espacio (NASA). Por su parte, dicho producto se completó con un análisis detallado de los cuerpos de agua a partir del geoprocesamiento de imágenes Landsat descargadas en forma gratuita del banco de datos del U.S.G.S. para distintos periodos.

ESTUDIOS HIDRÁULICOS E HIDROLÓGICOS HISTÓRICOS

En base a cartografía, análisis de imágenes satelitales y estudios antecedentes, se realizaron evaluaciones hidrológicas e hidráulicas históricas del área involucrada a partir del seguimiento espacio-temporal de la red hidrográfica. Por otro lado, a partir de la fotointerpretación de imágenes satelitales se han logrado identificar distintos procesos de incisiones abruptas del terreno, remociones en masa y sus consecuentes explayamientos aluvionales. En este sentido, es posible elaborar un modelo conceptual respecto al inicio de los fenómenos de generación de cauces según se describe a continuación:

- Afloramiento de agua en superficie asociado a la dinámica existente entre las recargas del acuífero y su interacción con el basamento hidrogeológico.
- Expansión, crecimiento y elongación de los vasos de agua.
- Remociones en masa abruptas asociadas a eventos extremos de escorrentía y sus consecuentes explayamientos aluvionales.
- Interconexión de los cuerpos de agua y explayamientos a partir de la consolidación de las incisiones del terreno por profundización, encajonamiento y expansión lateral de los cauces formados.

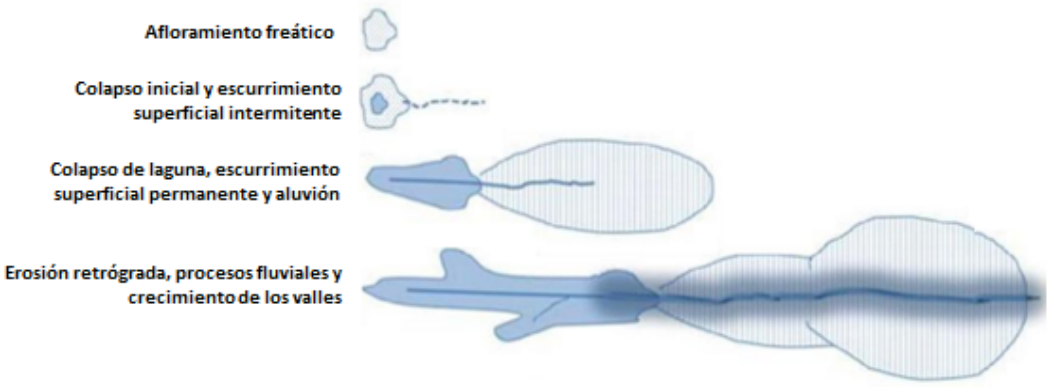


Figura 5.- Esquema conceptual del desarrollo evolutivo de los nuevos cauces.

A partir del análisis histórico de imágenes satelitales se puede concluir que en un escenario nativo la red hidrográfica se encontraba débilmente desarrollada, conformando un sistema de micro-cuencas aisladas con redes de drenaje endorreicas, las cuales finalizaban en sectores bajos/depresiones naturales capaces de captar las escorrentías con la posterior infiltración y evaporación de dichos excedentes. Diversos autores (Becker 2006, Degiovanni et al. 2008) señalan este mismo proceso en otras cuencas semiáridas de la región Pampeana Occidental, donde se identifica la evolución de un régimen semipermanente-endorreico con predominio de inundación y sedimentación, a permanente-exorreico donde prevalece la erosión y el transporte. Dichas investigaciones vinculan la integración de las microcuencas al retroceso y coalescencia de cabeceras de canales efímeros y discontinuos, asociado a ciclos húmedos (1953-1968, 1972-actualidad) y acciones antrópicas.

Resulta enfático destacar que el proceso descripto es de carácter reciente en la región y no muestra señales de estabilización, observándose que la densidad de drenaje ha mantenido un

crecimiento exponencial en las últimas tres décadas, y que hasta el presente no ha cambiado su tendencia (Santoni, 2004, Contreras et al., 2012, Jobbágy et al., 2015).

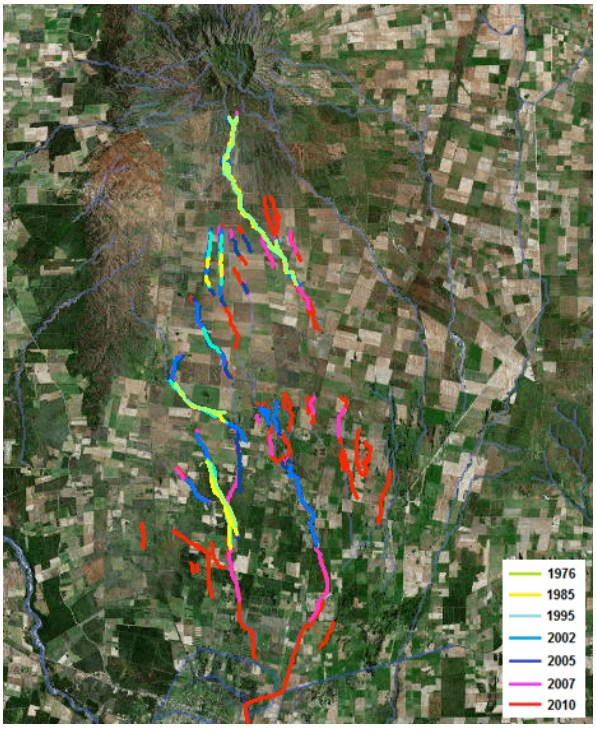


Figura 6.- Evolución de la red hidrográfica en cuencas El Quebrachal y Río Nuevo.

Teniendo en consideración los severos daños registrados en la región a lo largo de las últimas dos décadas producto de la apertura de cauces y explayamientos aluvionales, se efectuó un análisis histórico de eventos con el objeto de caracterizar las condiciones climáticas asociadas al desarrollo de estos fenómenos. La metodología implementada incluye la elaboración de un banco de datos a partir de imágenes LANDSAT, teledetección de explayamientos aluvionales a partir de técnicas de geoprocesamiento con apoyo de software S.I.G y procesamiento de datos pluviográficos obtenidos a partir de las misiones TRMM y GPM.

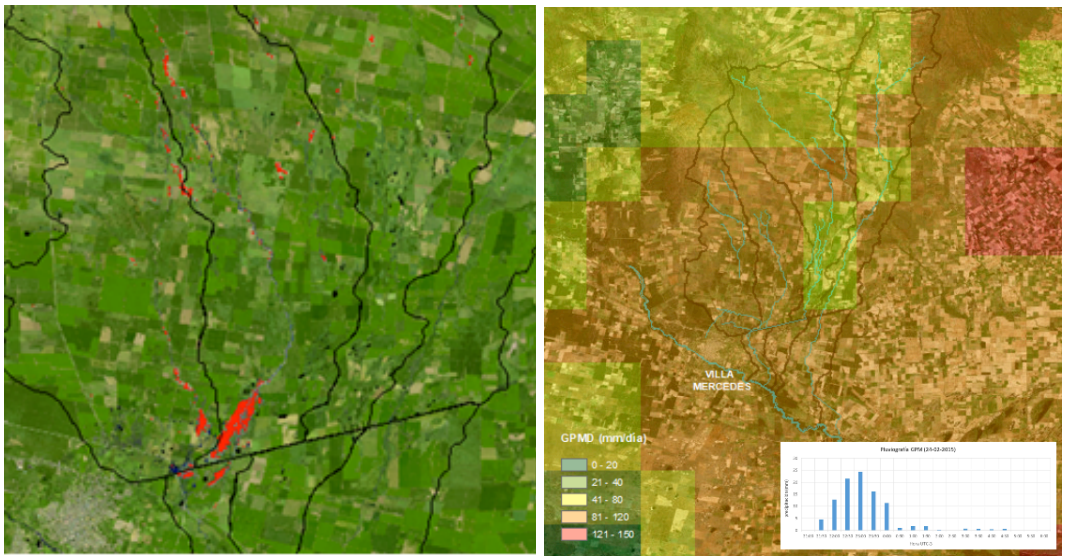


Figura 7.- Teledetección de explayamientos aluvionales y evaluación espacio-temporal de la precipitación a través del GPM, cuenca del Morro.

En función del presente análisis se identifica una concordancia entre la apertura de cauces/explayamientos aluvionales y la manifestación de eventos extremos de escorrentía. Vale señalar que dichos procesos no solo corresponden a lluvias máximas históricas, sino que cubren un

amplio espectro definido por la condición de humedad antecedente, el estado de conectividad/consolidación de la red hidrográfica y las características del evento de precipitación.

MODELACIÓN HIDROLÓGICA CONTINUA CON S.W.A.T.

Se desarrolló un estudio basado en modelación hidrológica continua con el objeto de valorar la incidencia del cambio de uso del suelo y el aumento de las precipitaciones sobre las recargas del acuífero freático en la cuenca del Morro. La herramienta implementada corresponde al SWAT (Soil and Water Assessment Tool). La misma, de dominio público, es un modelo hidrológico de base física, continuo y semi-distribuido, desarrollado por el Servicio de Investigación en Agricultura (Agricultural Reaserch Service) del USDA (United States Department of Agriculture, EE.UU.).

Con el objeto de mejorar la discretización del modelo a nivel de subcuenca, SWAT permite distribuir espacialmente el dominio de cálculo en Unidades de Respuesta Hidrológica (HRU´s), las cuales comparten propiedades derivadas del mismo tipo de suelo, cobertura vegetal y pendiente topográfica. Los volúmenes de escorrentía son simulados a escala diaria y a nivel de HRU, a partir de una modificación sobre el método del número de curva propuesto por el S.C.S. La evapotranspiración potencial de referencia es calculada con la fórmula de Penman-Monteith y la transpiración potencial para cada cobertura es estimada directamente como una función lineal entre la evapotranspiración potencial y el Índice de Área Foliar, mientras que su valor real es aproximado a través de funciones que tienen en cuenta el contenido de agua en la zona de raíces. SWAT utiliza un único modelo de crecimiento basado en Heat Units (HU) para todos los tipos de cobertura, diferenciando los cultivos anuales y perennes. El crecimiento de las raíces y la evolución del Índice de Área Foliar son descriptos en forma explícita a partir de funciones adaptadas para cada uso del suelo. La aptitud de cada cobertura para captar agua de zonas más profundas es resuelta en forma indirecta a partir de distintos factores de compensación (EPCO, ESCO, REVAP), los cuales afectan las funciones previamente mencionadas y se materializan como una forma simplificada de simular la interacción de las raíces con la zona vadosa/zona saturada. La profundidad máxima de raíces fue estimada en 6 metros para el bosque, 3 metros para pasturas/pastizales y 2 metros para cultivos de soja/maíz.

Para la definición de las variables climáticas se implementó una serie histórica continua de 50 años (1968-2017) de datos diarios, los cuales incluyen: precipitación, temperatura máxima, temperatura mínima, humedad relativa, velocidad del viento y radiación solar. Para resolver las discontinuidades en las series registradas (periodos sin datos medidos), se implementó un algoritmo de generación climática incluido en el modelo SWAT. De esta manera se definieron 13 parámetros para cada mes del año, a partir del análisis estadístico de la serie histórica.

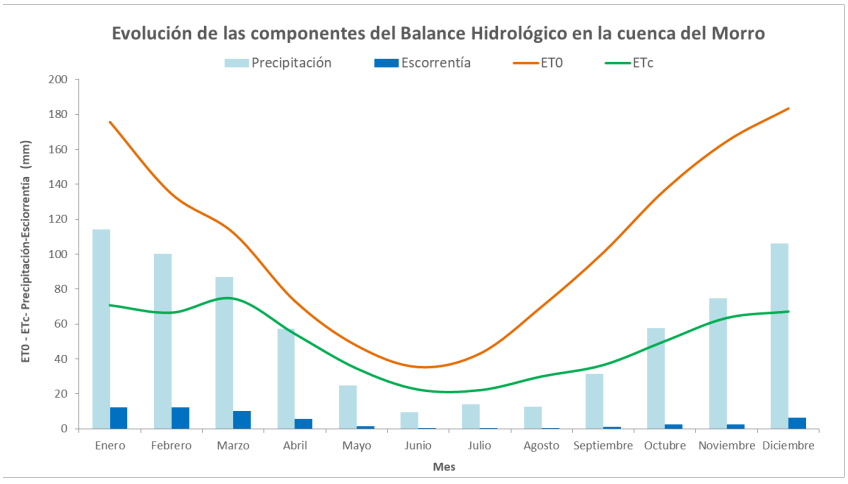


Figura 8.- Evolución promedio mensual de las principales componentes del ciclo hidrológico.

Se observa que la evapotranspiración potencial media anual alcanza valores cercanos a los 1300 mm para el periodo analizado, los cuales se acentúan en la época estival en concordancia con las mayores temperaturas, mientras que la evapotranspiración real media anual promedio alcanza

valores cercanos a los 600 mm. Por otro lado, los volúmenes de recarga que abandonan la zona radicular para infiltrarse dentro la zona vadosa y luego percolar hacia el acuífero subterráneo presentan un promedio anual de 40 mm, con valores máximos que alcanzan los 200 mm anuales.

Con el objeto de valorar la incidencia del cambio de uso de suelo y el aumento de la precipitación sobre el balance hidrológico de la cuenca, se compararon los resultados obtenidos con otros dos escenarios de simulación. El primero de ellos se define a partir de una cobertura nativa sobre la cuenca del Morro, compuesta por 50% de bosque y 50% de pasturas/pastizales (Santoni, 2004). Por otra parte, manteniendo el escenario de cobertura actual (59% de cultivos anuales, 38% de pastura/pastizales y un remanente del 3% de bosque) se redujo la forzante pluviométrica en un 15%, compatible con el escenario del periodo 1903-1957.

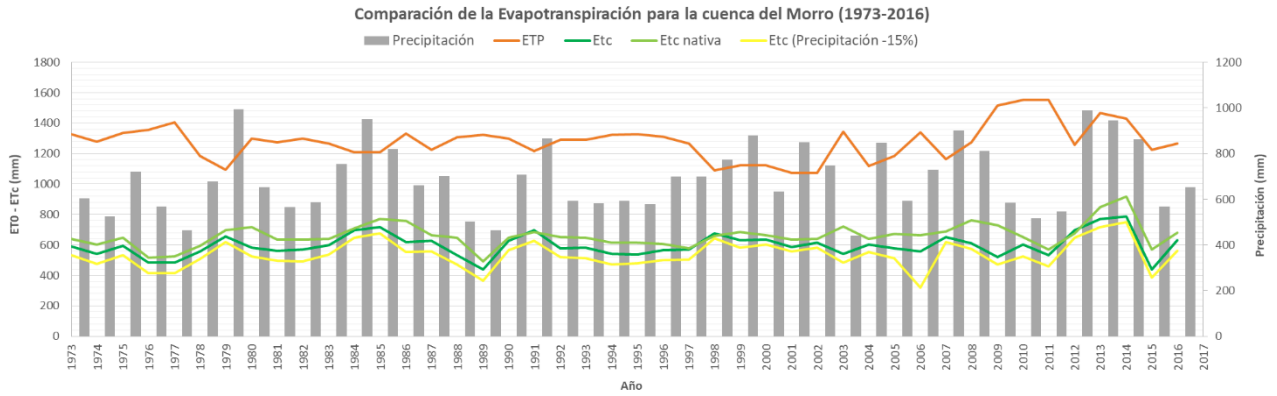


Figura 9.- Evolución comparativa de la evapotranspiración para los escenarios simulados.

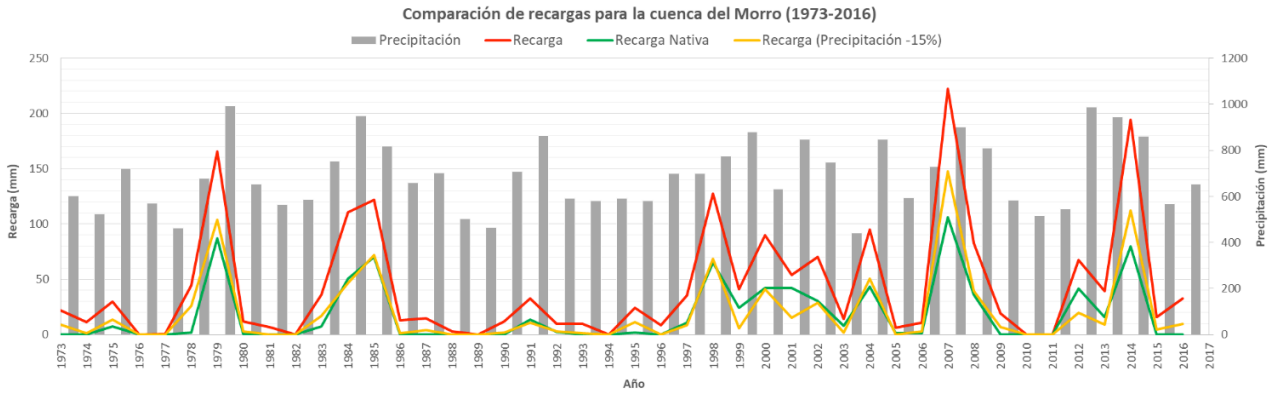


Figura 10.- Evolución comparativa de las recargas para los escenarios simulados.

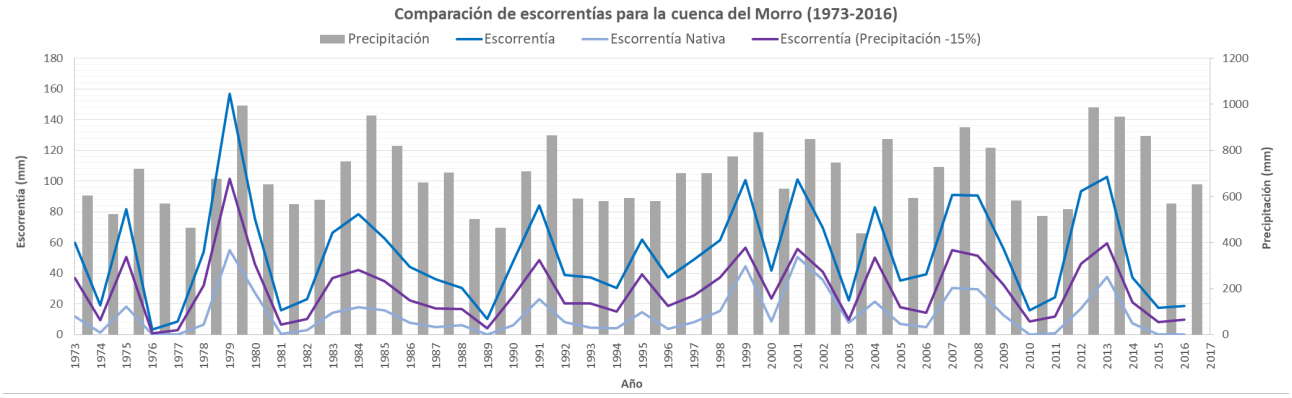


Figura 11.- Evolución comparativa de la escorrentía para los escenarios simulados.

MODELACIÓN DE EVENTOS CON HEC-HMS

Dadas las escalas espaciales y temporales involucradas en ciertos procesos, la evaluación de los sistemas hídricos únicamente mediante el análisis de periodos extendidos resulta insuficiente para comprender todos los fenómenos involucrados en la alteración del medio físico. Los eventos de crecida son un ejemplo claro de esto último, requiriendo el estudio de variables y condicionantes a corto plazo para evaluar la relación lluvia-escorrentía con la dinámica hidráulica resultante. De esta manera, el objetivo de este análisis consiste en evaluar el impacto del cambio de uso de suelo, el aumento de áreas anegadas y la evolución de la red hídrica sobre la magnitud de los eventos de crecida que afectan a la sub-cuenca del Río Nuevo (área: 400 km², pendiente media cauce: 0.85%, desnivel: 500 m), perteneciente al sistema del Morro.

El modelo aplicado corresponde al HEC-HMS, de dominio público y desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (Hydrologic Engineering Center) del cuerpo de ingenieros de la armada de los EE.UU. (US Army Corps of Engineers). La estimación de la escorrentía efectiva fue realizada a partir del modelo de pérdidas por infiltración del SCS (método CN), con una pérdida inicial del 20% de la abstracción potencial máxima (S). El hidrograma de escorrentía directa es estimado por convolución y propagación mediante el concepto de cascada de embalses lineales (Analogía de Nash), con T_{lag}=0.6Tc. Las pérdidas/almacenamiento por transmisión en cauces y la retención/laminación de excedentes en sectores deprimidos y cuerpos de agua es evaluada globalmente y en forma indirecta a partir del Peak Rate Factor (PRF) según investigaciones realizadas por Wanielista et al. (1997), adoptando un valor conservador igual a 300 compatible con cuencas rurales onduladas de pendientes moderadas. Por otra parte, la distribución espacial de la precipitación es contemplada a partir del factor de decaimiento areal propuesto por Caamaño Nelli y García (1999), mientras que la distribución temporal se evalúa a partir del método de los bloques alternos para la elaboración del hietograma de diseño.

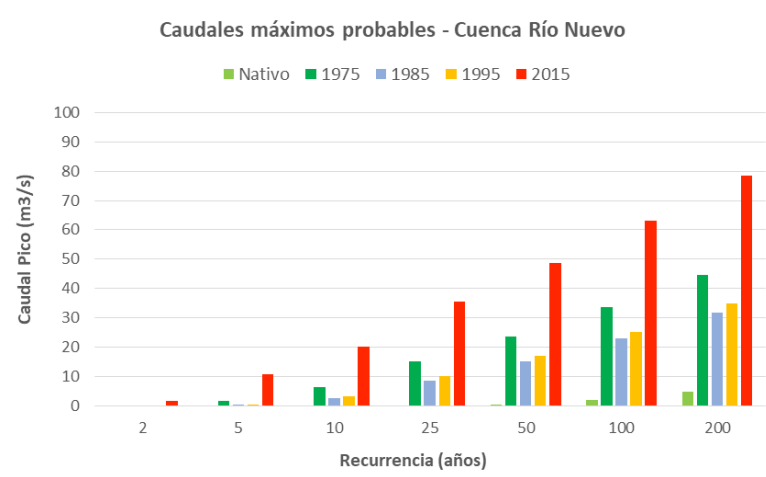


Figura 12.- Caudales máximos probables por periodo en función del cambio de uso del suelo. Potencial normal de escorrentía (R=25 años y condición II de humedad antecedente según S.C.S).

Se muestra a continuación la evolución del nivel freático registrado en parcelas de pastura y humedales con distintas profundidades del nivel estático. Como puede observarse, se identifica una respuesta más sensible en relación a la lluvia antecedente en sectores con la napa cercana a la superficie. Este fenómeno favorecería la transformación lluvia-escorrentía, disminuyendo la capacidad de abstracción del medio e incrementando así los excedentes potenciales a ser captados por la red hidrográfica.

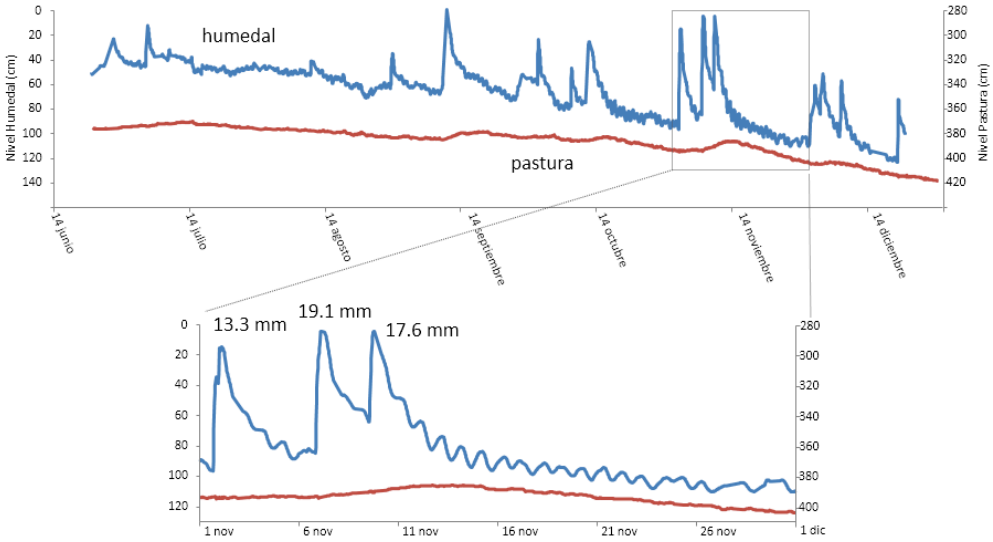


Figura 13.- Dinámica del nivel freático registrada bajo parcelas de pastura y humedales.

Teniendo en cuenta la evidencia experimental registrada en parcelas de humedales en relación a su comportamiento respecto a la lluvia antecedente, se especula que las áreas con napa cercana a la superficie presentan una capacidad de abstracción significativamente menor que otros sectores con niveles estáticos más profundos. En este sentido, si bien gran parte de la superficie de aporte puede presentar una condición de humedad seca/normal, pequeñas zonas de bañados pueden incrementar en forma considerable los volúmenes potenciales de escorrentía, dada su sensibilidad frente a la lluvia antecedente. Con el objeto de valorar la incidencia de este fenómeno sobre los caudales pico de diseño, se propone considerar a estos sectores como áreas impermeables o con capacidad despreciable de infiltración.

Por otra parte, en base a los estudios hidráulicos históricos realizados, se estima que la consolidación de la red hidrográfica ha tenido un impacto importante sobre el transporte de los volúmenes de escorrentía, permitiendo conformar subcuencas con áreas de mayor aporte y otorgando conectividad entre sistemas originalmente aislados. Con el objeto de evaluar la incidencia de este fenómeno sobre los caudales pico de crecida, se propone interpretar la respuesta hidrológica de la cuenca a partir del tiempo de concentración (T_c). Para valorar el T_c se implementó una expresión propuesta por el S.C.S, la cual surge como una suma individual de tiempos de viaje y cuyos valores fueron calculados a partir de velocidades medias de escurrimiento. De esta manera, es posible definir el tiempo de concentración para distintos estados de desarrollo de la red hidrográfica, expresando el grado de evolución como la relación entre la longitud de flujo en secciones encauzadas respecto a la longitud del recorrido hidrológicamente más distante.

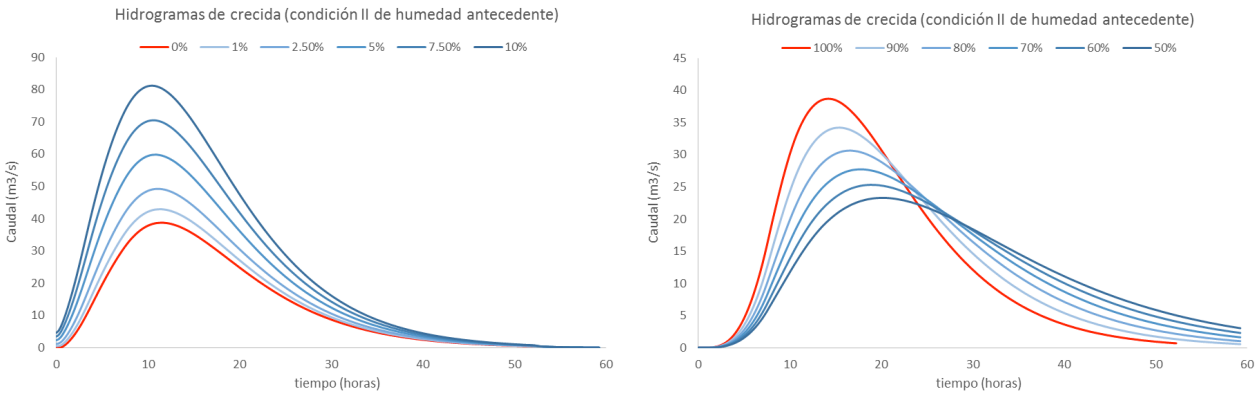


Figura 14.- Comparación de hidrogramas de crecida para distintos porcentajes de área impermeable y estados de desarrollo de la red hidrográfica (R=25 años y condición II de humedad antecedente).

CONCLUSIONES

En función de los severos daños registrados en la región a lo largo de las últimas tres décadas, se efectuó un análisis histórico de eventos con el objeto de caracterizar las condiciones climáticas asociadas a las remociones en masa y colapsos del terreno. A partir del presente análisis se logró identificar una concordancia entre la apertura de cauces/explayamientos aluvionales y la manifestación de eventos extremos de escorrentía.

En relación al balance hídrico, se observa que el reemplazo de las coberturas nativas (bosque y pasturas/pastizales) por cultivos anuales de secano (soja y maíz) ha provocado un incremento de las recargas freáticas. Asimismo, se han acentuado los valores picos históricos en aquellos años donde la precipitación superó substancialmente los módulos pluviométricos característicos. Esto se explica dada la mayor capacidad de las coberturas nativas para captar y evapotranspirar el agua de lluvia gracias a una mayor profundidad de raíces. En este sentido, vale señalar que el aumento del módulo pluviométrico en el último siglo también ha desarrollado un papel importante sobre los volúmenes anuales de recarga y escorrentía.

Por su parte, se evaluó el impacto del cambio de uso del suelo, el aumento de áreas anegadas y la evolución de la red hidrográfica sobre los eventos de crecida a partir de modelación de eventos. En este sentido, se señala que la consolidación de la red de cauces ha tenido un impacto importante sobre el transporte de los volúmenes de escorrentía, permitiendo conformar subcuencas con áreas de mayor aporte y acelerando los tiempos de respuesta hidrológica de las mismas frente a los eventos de precipitación. Asimismo, se estima que las áreas con napa cercana a la superficie presentan una influencia significativa sobre los caudales pico de crecida, aún para pequeñas extensiones dentro de la cuenca. Sin embargo, la influencia del aumento en los niveles freáticos sobre la capacidad de abstracción inicial del sistema y su incidencia sobre la condición de humedad antecedente es aún materia de estudio, requiriendo el desarrollo de modelos hidrológicos distribuidos más avanzados. En términos del cambio de cobertura vegetal, se ha identificado un impacto relativo sobre los caudales pico de crecida, en función de la distribución de cobertura vegetal de cada subcuenca.

BIBLIOGRAFÍA

Becker, A., 2006. Evaluación del proceso de degradación de suelos por erosión hídrica en una subcuenca representativa de la región pedemontana del suroeste de la provincia de Córdoba, Argentina. *Tesis Doctoral Facultad de Ciencias Exactas Físico-Químicas y Naturales. Universidad Nacional de Río Cuarto.*

Caamaño Nelli, G. y C. M. García, 1999. Relación Intensidad-Duración-Recurrencia de Lluvias Máximas: Enfoque a través del Factor de Frecuencia, Caso Lognormal. *Ingeniería Hidráulica en México. Vol. XIV, N° 3, septiembre-diciembre, pp. 37-44. D.F., México.*

Contreras S., Santoni C.S., Jobbágy E.G., 2012. Abrupt watercourse formation in a semiarid sedimentary landscape of central Argentina: the roles of forest clearing, rainfall variability and seismic activity. *Ecohydrology, Volume 6, Issue 5, Pág. 794–805.*

Degiovanni, S., N. Doffo y M. Villegas, 2008. Rejuvenecimiento de la red de drenaje del Sur de Córdoba como consecuencia del cambio climático durante la última centuria. *Ed. Especial sobre Geomorfología y Cambio Climático. Sayago y Collantes (Eds), INGEMA.*

Jobbágy E.G., Nosseto M.D., Bernasconi H.O., Colazo J.C., Galván M.J., et al. 2015. Los Nuevos Cursos de Agua en la Cuenca El Morro: Descripción del Proceso y Pautas para su Gestión. *Consejo Provincial de Ciencia, Técnica, Desarrollo e Innovación. Comisión de Trabajo sobre la Cuenca El Morro, provincia de San Luis.*

Sánchez V. H., Salvioli G., Guimaraes R., Di Chiacchio J. C., 2013. Investigación hidrogeológica en el área de Colonia Los Manantiales. *Convenio Fundación Argentina. Ministerio del Campo: San Juan.*

Santoni C.S., 2004. Circulación vertical del agua y su relación con la vegetación en zonas áridas y semiáridas. *Tesis doctoral. Grupo de Estudios Ambientales, Instituto de Matemática Aplicada San Luis.*

Wanielista, Kersten, Eaglin, 1997. Hydrology: Water Quantity and Quality Control. *2nd Edition, Wiley and Sons, Inc., New York.*

Xie W.-L, Li P., Vanapalli S.K., Wang J.-D, 2017. Prediction of the wetting-induced collapse behavior using the soil-water characteristic curve. *Journal of Asian Earth Sciences.*

IAHR AIIH
XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

MODELACIÓN HIDRÁULICA DE LA LOCALIDAD DE HERNANDO, PROVINCIA DE CÓRDOBA

María Florencia Terré, Facundo J. Alonso, Juan Carlos Bertoni y Ricardo Ingaramo
Universidad Nacional de Córdoba, Argentina, florenciaterre@hotmail.com

RESUMEN:

La localidad de Hernando representa un caso emblemático en materia de inundaciones de la Provincia de Córdoba, cuyos efectos causaron en repetidas oportunidades la evacuación de un alto porcentaje de la población y la pérdida de cuantiosos bienes materiales. La ubicación geográfica de este núcleo urbano la constituye en el punto de concentración de una importante cuenca de aporte hídrico que comprende un área del orden de los 850 km2. Por este motivo, alrededor de la zona urbanizada se ha construido un importante número de canales que objetivan conducir los excedentes hídricos hacia la salida de la misma, y permitir la continuación de este flujo aguas abajo de la ruta provincial número 10 (RP10). La experiencia ha demostrado la incapacidad del sistema de drenaje existente para soportar este estímulo hídrico cuando ocurre para eventos lluviosos con tiempos de retorno del orden de los veinte años. En este trabajo se presenta un análisis del comportamiento hidráulico del entramado urbano, y se vincula con la red de canales que lo enmarcan. Adicionalmente, se evaluó la posibilidad de realizar determinadas afectaciones al sistema actual, como por ejemplo rectificación de cauces, o modificación de las secciones de los canales existentes. A los fines de cuantificar la problemática, se realizó una modelación hidráulica que permitió simular un conjunto de escenarios propuestos. Los resultados indicaron que dichas modificaciones generan sensibles mejoras en determinados tramos de la red de drenaje de la localidad, principalmente en las proximidades de la RP10.

ABSTRACT:

The town of Hernando represents an emblematic case in floods of the Province of Córdoba, whose effects caused the evacuation of a high percentage of the population and the loss of substantial material goods. The geographical location of this urban nucleus is in the point of concentration of a basin of water knowledge that includes an area of around 850 km2. For this reason, a number of channels have been built around the urban area that aim to drive the surplus water to the exit of the same, and allow the continuation of this flow downstream of the provincial route number 10 (PR10). Experience has shown that the inability of the adaptation system to diagnose this water stimulus occurs when it occurs for rainy events with return times of the order of twenty years. This paper presents an analysis of the hydraulic behavior of the urban fabric, and is linked to the network of channels that frame it. Additionally, the possibility of making certain modifications to the current system was evaluated, such as rectification of precautions, or modification of existing sections of the channels. In order to quantify the problem, a hydraulic modeling was carried out that allowed to simulate a set of proposed scenarios. The results indicated that the improvements in the sections of the location of the locality are accepted, mainly in the vicinity of the PR10.

PALABRAS CLAVES: Hernando; inundaciones; modelación;

INTRODUCCIÓN

El manejo de los recursos hídricos en las ciudades constituye un desafío de altísima complejidad. El déficit de agua impacta seriamente sobre la calidad de vida de las personas y sobre los niveles de sanidad poblacional. Mientras que su exceso se traduce usualmente en inundaciones que producen cuantiosas pérdidas humanas y elevados costos económicos para la sociedad en su conjunto. Según la Agencia Europea del Ambiente (Berthet, 2010), entre 1998 y 2007, las inundaciones sobrevenidas en Europa han causado alrededor de 700 muertes, medio millón de personas evacuadas y al menos 25.000 millones de euros de pérdidas económicas cubiertas por las aseguradoras de riesgo. Con respecto a nuestro país, Bertoni (2004) indica que, de acuerdo al Banco Mundial, Argentina se encuentra entre los 14 países más afectados por catástrofes de inundaciones alcanzando pérdidas superiores al 1,1 % del PBI nacional.

El proceso de avance de las urbanizaciones, y su desarrollo interno a través de edificios de mayor envergadura, profundiza estos escenarios. En efecto, el crecimiento y densificación de las poblaciones incrementa la demanda, y el cambio del uso del suelo, aumenta las superficies impermeables, generando mayores escorrentías. Pengue (2012) señala que actualmente más del 50 % de la población mundial vive en ciudades, y que en las próximas cuatro décadas el total del crecimiento de la población mundial será absorbido por áreas urbanas.

En este proceso natural que se desarrolla en un medio físico con afectaciones antropogénicas, juegan un rol fundamental los sistemas de drenaje pluvial urbano. La localidad de Hernando representa un caso emblemático en materia de inundaciones de la Provincia de Córdoba. Se destacan los eventos de 1978, 1993 y 2013, cuyos efectos causaron la evacuación de un alto porcentaje de la población y la pérdida de cuantiosos bienes materiales.

A raíz de esta problemática, de severas consecuencias sociales y económicas para la región, la localidad ha sido objeto de numerosos trabajos y obras que procuran mitigar parcialmente los efectos que las crecidas ejercen en la localidad y campos aledaños. Entre los antecedentes de mayor resonancia se destaca el proyecto de los “Mil Lagos” (Crusta, 2006) desarrollado hace alrededor de 20 años, el cual propone formar consorcios de conservación y realizar microembalses distribuidos en la cuenca de aporte a los fines de regular las crecidas, pero hasta la actualidad sólo se sistematizó un bajo porcentaje de la cuenca de aporte.

La ubicación geográfica de este núcleo urbano la constituye en el punto de concentración de una importante cuenca de aporte hídrico que comprende un área cercana a los 850 km2.

Alrededor de la zona urbanizada de la localidad existen actualmente un gran número de canales como puede observarse en la Figura 1, que objetivan conducir los excedentes hídricos hacia la salida de la misma, y permitir la continuación de este flujo hacia aguas abajo de la ruta provincial número 10 (RP10).

Figura 1.- Distribución de canales en la ciudad de Hernando.

A pesar de ello, la experiencia ha demostrado la incapacidad del sistema de drenaje existente

para soportar este estímulo hídrico cuando ocurre para eventos lluviosos con tiempos de retorno del orden de los veinte años. En este trabajo se presenta un análisis del comportamiento hidráulico del entramado urbano, y se vincula con la red de canales que lo enmarcan. Adicionalmente se ha realizado una modelación hidráulica a los fines de cuantificar la problemática y se exponen los resultados numéricos de dicha modelación. Finalmente se presentan algunas conclusiones y recomendaciones conducentes a disminuir los impactos del evento en la ciudad.

ESTUDIO DE CUENCA DE APORTE

La delimitación de la cuenca de aporte hídrico fue llevada a cabo mediante el empleo de las herramientas informáticas de manejo de datos ráster y vectoriales de las imágenes satelitales. En este sentido, se elaboró el modelo digital de elevaciones (MDE) a partir de la información proporcionada por el Instituto Geográfico Nacional (IGN) sobre la base de imágenes SRTM, en conjunto con los datos de la misión ALOS PALSAR. Dentro de la cuenca estudiada se pudieron diferenciar siete subcuencas, las cuales aportan sus aguas a la red de canales de la ciudad de Hernando, como se muestra en la

Figura ***2***. En la Figura 1 se da detalle de la red de canales que protegen a la ciudad, la cual consta del canal "Derivador", que recolecta el agua de las subcuencas C-02, C-03, C-04, C-05 y C-06, mientras que por el canal Venezuela recoge el agua que escurre del excedente pluvial de la ciudad junto con el aporte que realiza la cuenca C-01. Por su parte, el canal Norte transporta la escorrentía aportada por la subcuenca C-07. Finalmente, el canal Venezuela junto con el canal Norte confluyen en un conjunto de siete alcantarillas ubicadas en la Ruta Provincial N°10.

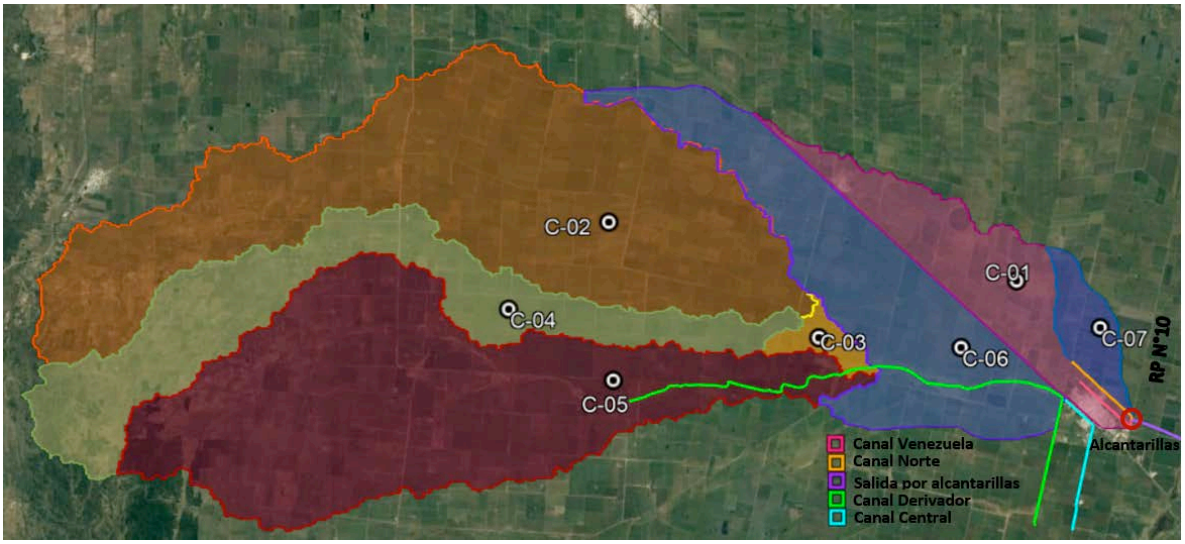


Figura 2.- Subcuencas que conforman la red de drenaje.

DETERMINACIÓN DE HIETOGRAMAS

La información extraída de la cuenca, permitió estimar el tiempo de concentración promedio para la misma, que se asume de 12 horas. Con el propósito de determinar la tormenta de diseño, se emplearon las curvas IDT (Figura 3) tomadas de Alberti (2014) correspondientes a la ciudad de Río Cuarto, que está situada a 90 km de la localidad de Hernando. Esto permitió la determinación de la lámina de lluvia local.

RIO IV	
k	1840.57
m	0.205
n	0.916
c	23

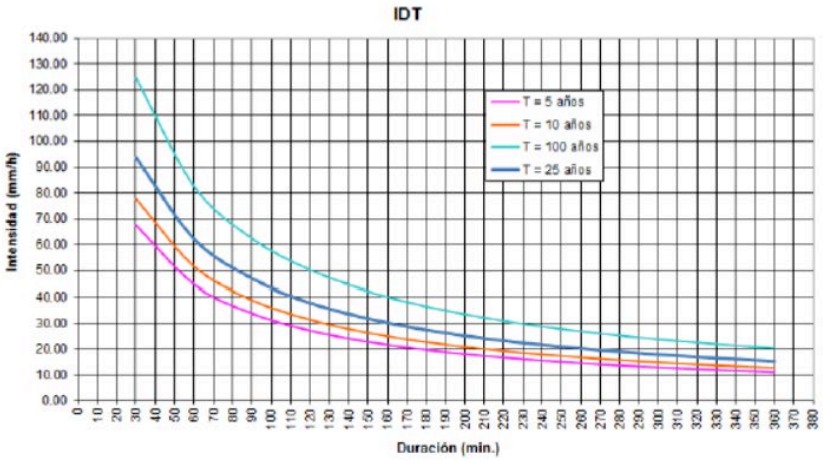


Figura 3.- Curvas IDT para la ciudad de Río Cuarto (situada a 90 km de Hernando).

A pesar del tiempo de concentración estimado, se adoptó un valor de 6 horas para la duración de la tormenta de diseño en base a la experiencia local y a los antecedentes bibliográficos referidos de la zona. Con relación a los antecedentes pluviométricos, cabe destacar los eventos que sirvieron de referencia para estudiar la respuesta de la cuenca de aporte hídrico. Según registros del cuerpo de bomberos de la ciudad de Hernando respecto de la lluvia ocurrida el 28 de diciembre de 2013, las precipitaciones caídas en otras localidades y poblaciones pertenecientes a la cuenca hidrológica, fueron las mostradas en la Tabla 1.

Dado que la totalidad de los registros se produjeron en un rango de tiempo menor que una hora, se asumió que la intensidad del evento superó los 100mm/h.

Tabla 1.- Precipitaciones en localidades próximas a Hernando.

Estación	P (mm)
Las Peñas	70
Las Petacas	130
La Primavera	110
Tancacha	90
Los Tres Pozos	70
Campo el Chilo	110
Estancia las 2 Marías	105
Hernando	47

Para la determinación del período de retorno (Tr) se empleó como criterio adoptar aquel correspondiente a los eventos extremos producidos en Hernando, que desencadenaron las inundaciones más severas de las cuales se tenga registro. Estos son los correspondientes a los años 1978, 1993 y 2013. De esta forma se define un Tr de 25 años para eventos extremos, y un Tr de 10 años para lluvias recurrentes. Del análisis anterior Alberti (2014) se estimaron los hietogramas presentados en la Tabla 2, de donde se grafican en la Figura 4 para los dos escenarios analizados, que corresponden a los Tr de 10 y 25 años.

Tabla 2.-Hietogramas de Precipitación.

Duración	Recurrencia "Años"				
"d" min.	2años	5años	10años	25años	100años
30	3.81	4.60	5.30	6.40	8.50
60	8.43	10.17	11.72	14.14	18.79
90	13.04	15.74	18.14	21.89	29.08
120	9.84	11.87	13.68	16.51	21.93
150	6.63	8.00	9.22	11.13	14.79
180	4.30	5.19	5.99	7.22	9.60
210	1.98	2.38	2.75	3.32	4.41
240	1.81	2.19	2.52	3.04	4.04
270	1.65	1.99	2.29	2.76	3.67
300	1.32	1.59	1.83	2.21	2.94
330	0.99	1.19	1.38	1.66	2.21
360	0.99	1.19	1.38	1.66	2.21

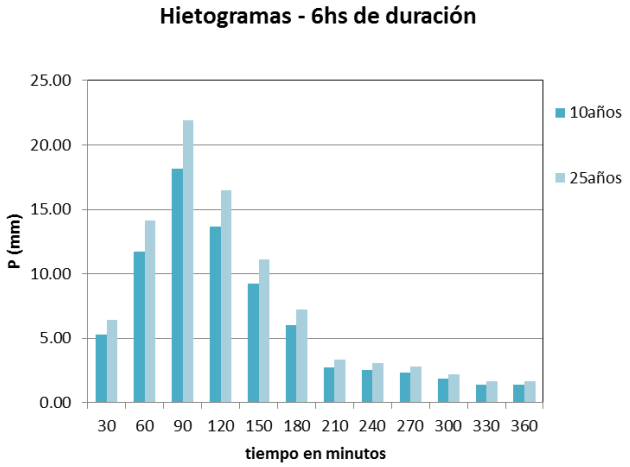


Figura 4.- Hietogramas para tiempo de recurrencia de 10 años y 25 años.

TRANSFORMACIÓN LLUVIA-CAUDAL

A partir de la construcción del modelo conceptual del sistema en estudio (Figura 5), fue posible modelar la transformación lluvia-caudal empleando el modelo hidrológico HEC-HMS (USACE-HEC, 2000), para los escenarios de Tr de 10 y 25 años.

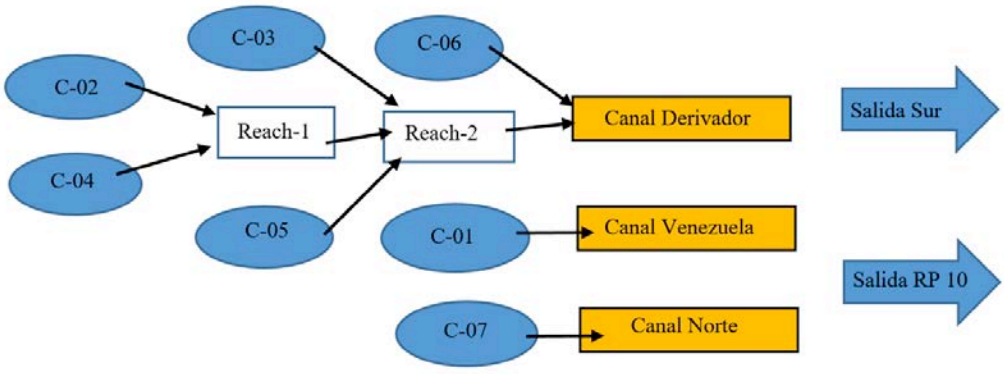


Figura 5.- Modelo conceptual del sistema.

A los fines de llevar adelante la modelación hidrológica se adoptó como Modelo de Pérdidas el método número de curva CN de SCS. Para el mismo, se adoptó un valor de CN de 60, basado en la experiencia histórica de la cuenca por estudios previos (Alberti, 2014). El Modelo de Transformación Lluvia-Caudal adoptado fue el hidrograma Unitario SCS, y el tránsito de la crecida por tramo se abordó mediante el modelo de Muskingum para tránsito en cauces lineales. La Figura 6 muestra la representación del sistema en la plataforma de HEC-HMS.

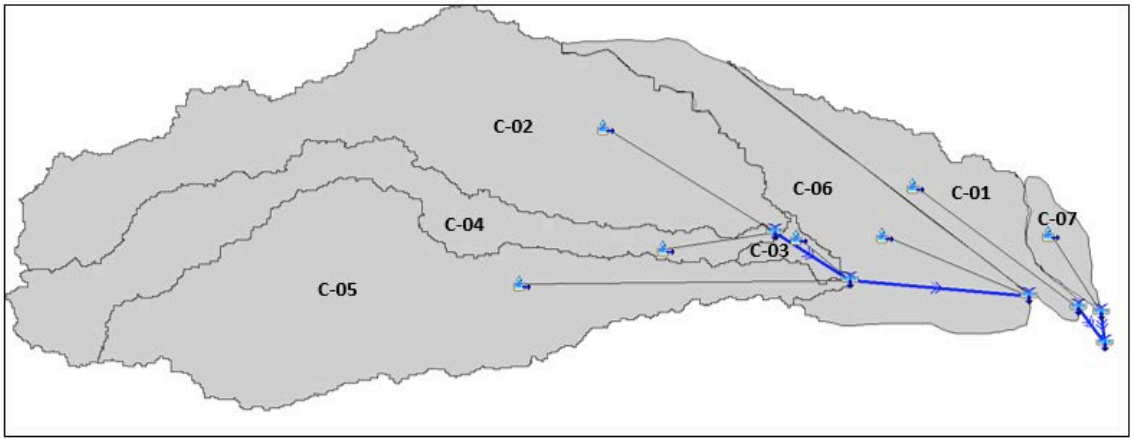


Figura 6.- Representación en HEC-HMS.

En la Figura 7 se observa el hidrograma correspondientes a un tiempo de recurrencia de 10 años para el canal derivador, que alcanza valores de 100 m3/s. En el eje de las abscisas se presentan los valores en horas, con intervalos de 12 hs. En la Tabla 3, se muestra la síntesis de los caudales picos simulados.

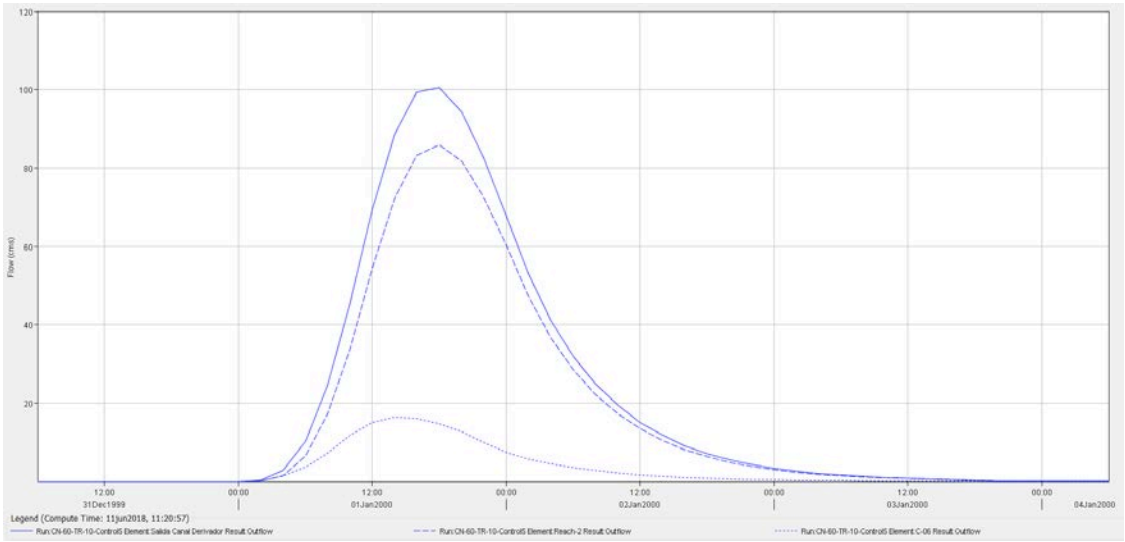


Figura 7.- Caudales para TR10 en Canal Derivador.

Tabla 3.- Caudales Pico para una recurrencia de 10 años

TR 10	Caudal Pico m^3/seg
Canal Derivador	100.6
Canal Norte	2.2
Canal Venezuela	7.9
Alcantarillas	10.8

En la Figura 8 se observa el hidrograma de salida correspondiente a un tiempo de recurrencia de 25 años para el canal derivador, que tiene el orden de los 180 m3/s. En la Tabla 4, se muestra la síntesis de los caudales picos simulados.

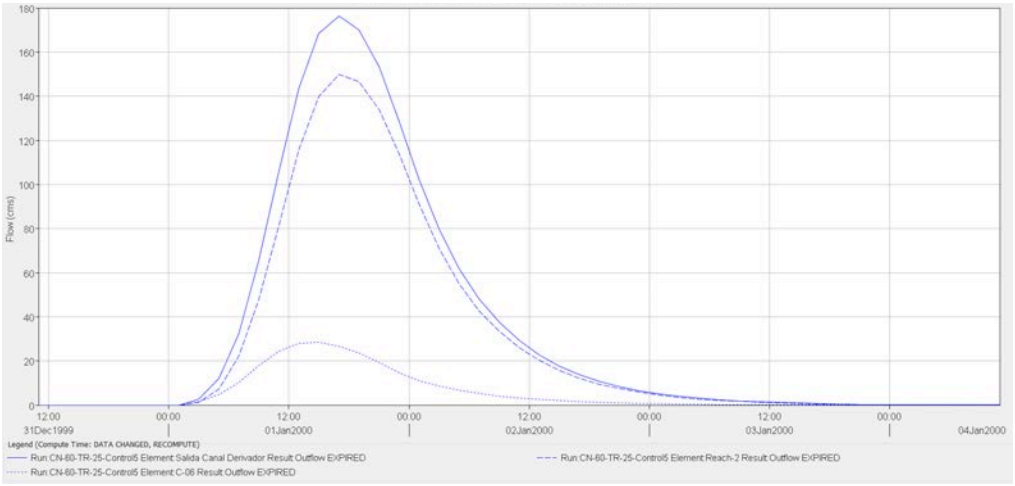


Figura 8.- Caudales para TR25 en Canal Derivador.

Tabla 4.- Caudales Pico para una recurrencia de 25 años.

TR 25	Caudal Pico m^3/seg
Canal Derivador	176.50
Canal Norte	3.9
Canal Venezuela	13.8
Alcantarillas	17.7

MODELACIÓN HIDRÁULICA

Para llevar adelante la modelación hidráulica se empleó el conocido modelo SWMM (EPA, 2005). El entramado urbano, materializado por las calles que delimitan el amanzanamiento fue modelado como una gran red de canales, donde cada calle representa un canal vinculado con el sistema completo. Es decir, la red de canales que representa las calles se vinculan a los canales principales. Los hidrogramas de aporte de las cuencas hidrográficas se consideran como ingreso del sistema hidráulico. Ahora bien, no todo el hidrograma es considerado en un sólo punto de ingreso, sino que se estima qué parte del límite del entramado urbano es abordado por cada subcuenca, y se distribuye entonces el hidrograma de modo proporcional.

En efecto, para incorporar los hidrogramas obtenidos en la simulación hidrológica se seleccionaron puntos estratégicos en el entramado de la ciudad (

Figura ***9***) para representar la realidad con la mayor semejanza posible. A los fines de especificar qué porcentaje del hidrograma que aporta una determinada cuenca, se considera de modo puntualmente localizado en la red hidráulica de canales, se adoptó un criterio de proporcionalidad (Tabla 5).

Se utilizaron dos escenarios de modelación. El primero de ellos, con recurrencia de 10 años, en el cuál se considera el correcto funcionamiento de los tres canales. En el segundo escenario se asumió un desborde del canal Derivador.

Como parámetro de ajuste se empleó el coeficiente de rugosidad "n de Manning". A los fines de llevar adelante la calibración de los parámetros del modelo hidrológico y del modelo hidráulico, se identificaron puntos concretos con valores conocidos de inundación, vinculados a eventos específicos.

Una vez calibrado el modelo, se verificó la fiabilidad de sus parámetros empleando los datos pluviométricos y de nivel del último evento extremo, ocurrido en diciembre de 2017.

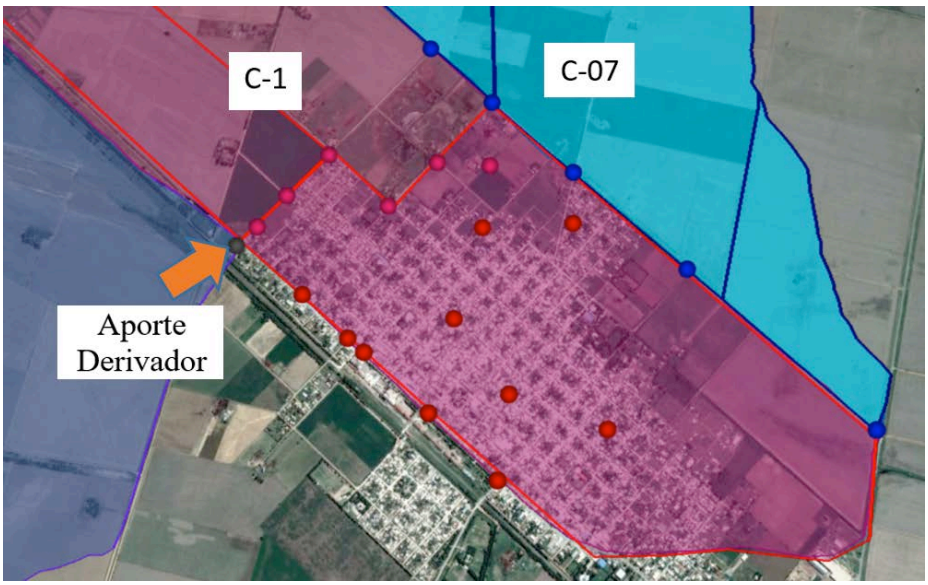


Figura 9.- Distribución de los puntos de control (sobre los cuales ingresan los diversos caudales).

A partir de los registros de niveles señalados por testimonios puntuales de los habitantes de la ciudad, se pudo estimar los tirantes del curso de agua en distintos tramos de canales (calles) de la ciudad. La simulación a través del modelo SWMM (Figura 10) permitió apreciar el recorrido del agua, el proceso de avance y ocupación gradual del agua en la zona urbana, los sectores de mayor vulnerabilidad, y las posibles vías de escape del excedente hídrico. Esto condujo a un conjunto de hipótesis respecto de las alternativas de mitigación en los puntos más conflictivos.

Tabla 5.- Áreas proporcionales para la distribución de caudales.

Cuenca	Área	Puntos
C-1	48.58	3
	7.18	3
	4.24	10
C-07	10.7	2
	5.42	2
	0.67	1
Aporte Derivador		1

Figura 10.- Representación de Hernando mediante SWMM.

Los resultados preliminares de esta modelación evidenciaron puntos críticos del entramado urbano, lo cual permite enfocar las principales causas de inundación en forma localizada.

El canal Venezuela, por su parte, en su último tramo presenta un quiebre con un de giro del flujo que fuerza las líneas de corriente a tomar un ángulo menor a 90°, obligando al caudal a vencer esta resistencia para poder dirigirse hacia el punto de descarga. Las imágenes satelitales reflejan claramente que el curso natural del agua debería recorrer desde el canal Venezuela siguiendo una diagonal hasta las alcantarillas, es decir, en dirección a la depresión natural del terreno.

Además, es posible observar que si el Canal Norte en lugar de unirse con el Canal Venezuela al Oeste de la Ruta Provincial N°10, lo hiciera al Este (atravesando la ruta con una alcantarilla) el caudal de ingreso del sistema de alcantarillas centrales se reduciría en gran número ya que el Canal Norte transporta mayor caudal que el Canal Venezuela. Se presenta un esquema de la variante (Figura 11) y su posterior verificación con SWMM.

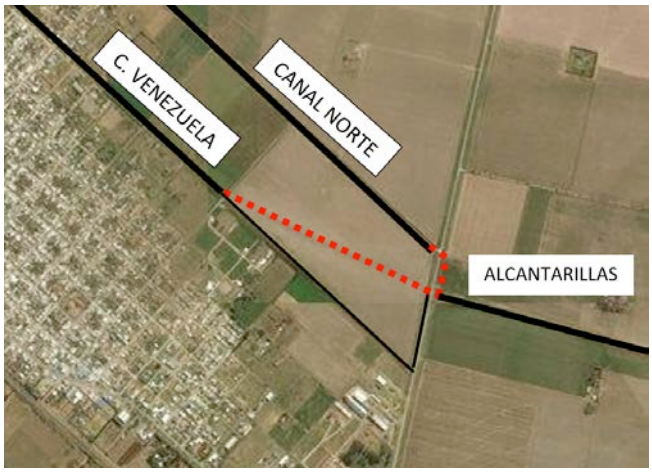


Figura 11.- Sistema propuesto para mejorar el escurrimiento.

ANÁLISIS DE RESULTADOS

Con la herramienta de presentación en escala cromática que dispone el modelo SWMM, fue posible observar aquellos puntos en los cuales el nivel del agua superará el cordón cuneta (color rosa en el gráfico) para el escenario planteado. Cabe destacar que la calle Venezuela tiene previsto una altura de cordón cuneta de 30 cm.

Para el escenario correspondiente a un evento con Tr de 10 años, los resultados para la ciudad de Hernando en el tiempo más desfavorable están presentados en la Figura 12.

Analizada la propuesta expuesta anteriormente el resultado está dado por la imagen presentada en la Figura 14 junto con el perfil del canal Venezuela en la Figura 15.

Figura 12.- Resultados de la simulación para situación actual de Hernando-TR 10.

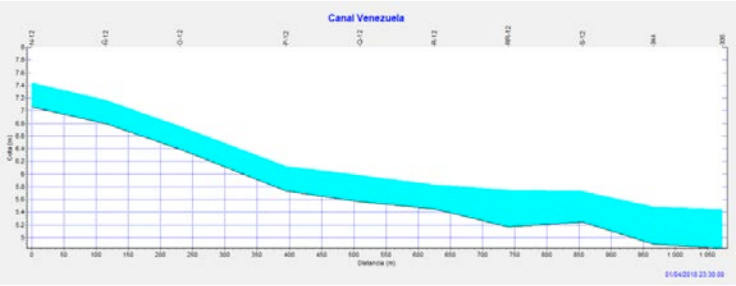


Figura 13.- Perfil Canal Venezuela para situación actual en TR 10.

Figura 14.- Resultados de la simulación para situación hipotética de Hernando-TR 10.

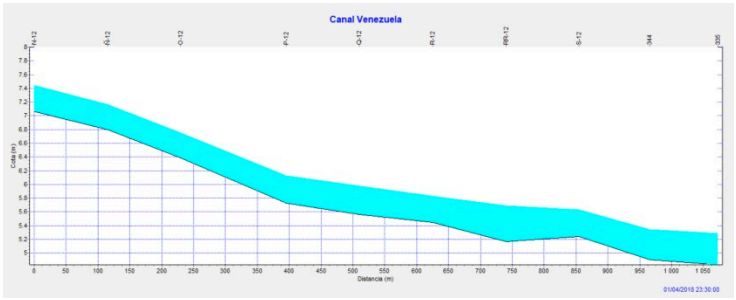


Figura 15.- Perfil Canal Venezuela para situación hipotética en TR 10.

Mientras que para una recurrencia de 25 años en la condición actual el sistema funciona según se muestra en la Figura 16 y el canal Venezuela presenta un perfil longitudinal como el representado en la Figura 17.

Analizando la propuesta para mejor el sistema de drenaje los resultados se presentan en la Figura 18 y Figura 19.

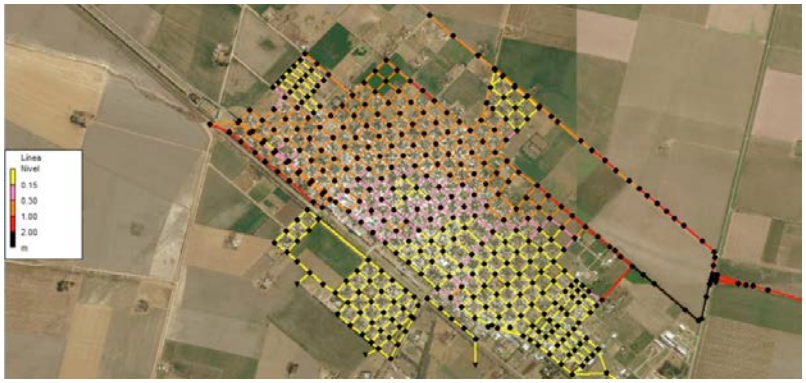


Figura 16.- Resultados de la simulación para situación actual de Hernando-TR 25.

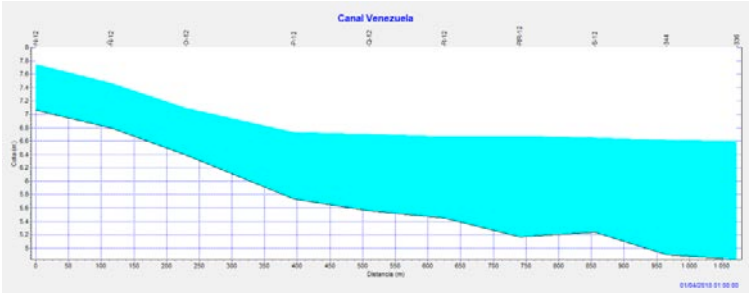


Figura 17.- Perfil Canal Venezuela para situación actual en TR 25.

Figura 18.- Resultados de la simulación para situación hipotética de Hernando-TR 25.

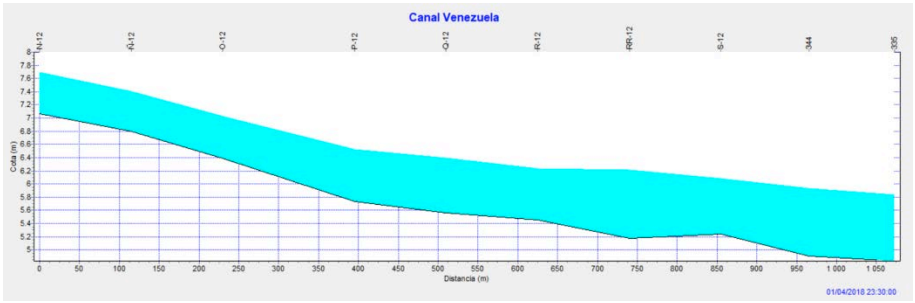


Figura 19.- Perfil Canal Venezuela para situación actual en TR 25.

Los resultados pusieron en evidencia que el principal problema del sistema se encuentra en las alcantarillas de salida del mismo, ya que no permiten el escurrimiento natural del agua en la desembocadura de la red vial.

La situación mejora significativamente para eventos de recurrencia de 10 años, disminuyendo el tiempo de permanencia del agua en la ciudad. En el caso de los eventos extremos, además de la reducción del tiempo en la evacuación del agua se logra una disminución de los tirantes, pero no consigue evitar que en los puntos más comprometidos el nivel del agua supere el cordón de vereda.

CONCLUSIONES

Este trabajo ha permitido, a partir de la modelación hidrológica de la cuenca de aporte hídrico y de la modelación hidráulica de la localidad de Hernando, identificar los puntos críticos del proceso de inundación. Los resultados permitieron extraer una conclusión de elevado valor práctico en dirección al desarrollo de un plan director de ordenamiento urbano para la localidad de Hernando, poniendo en evidencia que uno de los principales problemas que enfrenta el sistema de

drenaje de la localidad está dado por el condicionante hidráulico materializado por las alcantarillas de salida del mismo. También pudo concluirse que la propuesta de solución planteada, relacionada con la rectificación del cauce en el tramo final de canal, previo a la desembocadura en la RP Nº10, mitiga parcialmente los impactos de la misma, al menos para eventos con tiempos de retorno del orden de los 10 años. En efecto, se demostró que esta variante permite reducir los valores de los tirantes, al menos en las inmediaciones de la ruta 10, y constituye de este modo una intervención recomendada con el propósito de reducir los impactos de las inundaciones en esta localidad.

REFERENCIAS

Alberti (2014) "Determinación de caudales de cuenca de aporte a alcantarillas de Ruta Provincial N°10 a la altura de la localidad de Hernando". Estudio hidráulico, Córdoba.

Crusta L. (2006). "Estudios técnicos y memoria descriptiva del proyecto 54/2006 plan integral de conservación de suelos y agua en la cuenca alta del consorcio Los Mil Lagos". Consorcio "Los Mil Lagos".

USACE-HEC. (2000). "Hydrologic modeling system HEC-HMS technical reference manual", Davis, Calif.

EPA SWMM (2005). "Modelo de gestión de aguas pluviales 5.0 VE. Manual de usuario". traducción al Español por GMMF.

AGRADECIMIENTOS

Se agradece especialmente la colaboración de la Municipalidad de Hernando y su equipo de trabajo, así como del desinteresado apoyo y suministro de información por parte del Ing. Luis Alberti.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

IMPLEMENTACIÓN Y EVALUACIÓN DE PRONÓSTICOS HIDROLÓGICOS PROBABILÍSTICOS PARA SALTO GRANDE

Rodolfo Alvarado Montero[(1)], Nicolás Failache Gallo[(2)], Jan Talsma[(1)], Eduardo Zamanillo[(2)], Juan Badagian[(2)]

(1) Deltares, Delft, Países Bajos
(2) Comisión Técnica Mixta de Salto Grande, Uruguay-Argentina
Rodolfo.AlvaradoMontero@deltares.nl, failachen@saltogrande.org, jan.talsma@deltares.nl, zamanilloe@saltogrande.org, Badagianj@saltogrande.org

RESUMEN:

Este estudio evalúa la extensión del sistema de pronóstico del embalse de Salto Grande para incorporar el uso de pronósticos probabilísticos basados en los sistemas de ensambles GEFS y ECMWF. La extensión de los pronósticos probabilísticos está basada en el uso de flujos de información que permiten repetición de procesos, simplificando la estructura del sistema. El sistema de pronóstico está basado en la plataforma Delft-FEWS, especialmente diseñado para utilizar la información como centro del sistema, en contraposición con sistemas desarrollados alrededor de modelos específicos.

Los pronósticos probabilísticos fueron analizados utilizando métricas de desempeño para un período de evaluación de 3 meses. Estas métricas muestran propiedades de resolución, precisión, e incertidumbre asociadas a los pronósticos. Del análisis de las métricas se desprenden potenciales mejoras relevantes para el sistema.

ABSTRACT:

This study assesses the extension of the current forecasting system of Salto Grande reservoir to make use of the probabilistic forecasts based on the ensemble systems GEFS and ECMWF. The extension to probabilistic forecasts is based on the use of information fluxes which allow repetition of processes, hence simplifying the structure of the system. The forecasting system is based on the platform Delft-FEWS, which is specially designed to use the information as a core of the system, in contrast to systems developed having the models as the center of information.

The probabilistic forecasts were analyzed using performance metrics for an assessment period of 3 months. These metrics show properties of resolution, accuracy and uncertainty associated to the forecasts. From this analysis, relevant potential improvements are derived.

PALABRAS CLAVES: pronósticos ensambles, Delft-FEWS, métricas de desempeño

INTRODUCCIÓN

Los sistemas de pronósticos hidrológicos operacionales son una valiosa herramienta que permite a los operadores anticipar eventos y tomar decisiones oportunas que conlleva la mejora en la eficiencia del sistema. Su implementación implica no sólo la integración de redes de monitoreo y de pronósticos meteorológicos, así como el correspondiente procesamiento y validación de datos, sino además la configuración de modelos hidrológicos e hidráulicos. Dichos modelos permiten estimar variables esenciales como los caudales resultantes del proceso lluvia-escorrentía, así como la propagación de dicho caudal hacia aguas abajo. Si bien los modelos son un componente esencial de un sistema operacional, la clave en el desarrollo de estos sistemas está en el flujo de información y en generar procesos robustos que permitan asegurar la operatividad del sistema (Gijsbers, 2010).

El sistema de pronóstico hidrológico para el sistema hidroeléctrico Salto Grande, está siendo modificado para incluir el uso de pronósticos tipo ensambles con lo cual se habilita la estimación de la incertidumbre del pronóstico y se amplía así la información disponible para el operador del sistema. En este artículo presentamos los flujos de información que fueron utilizados para llevar a cabo el desarrollo de dicho sistema, así como el tipo de modelos implementados. Una de las ventajas del análisis de estos flujos de información es la identificación de la repetición de procesos, con lo cual se simplifica la estructura del sistema de pronóstico y consecuentemente se reducen las fallas en la configuración y actualización del sistema.

METODOLOGÍA

El embalse de Salto Grande está ubicado sobre la frontera norte entre Uruguay y Argentina, a unos 15 km al norte de las ciudades de Salto y Concordia. Tiene un volumen de aproximadamente 5.000 hm^3 con un área de embalse de 783 km^2. La represa tiene una capacidad instalada de 1,890 MW distribuida en 14 turbinas tipo Kaplan. La cuenca total que drena agua hacia el embalse está distribuida entre Argentina, Uruguay y Brasil. Tiene un área aproximada de 242.850 km^2. La figura 1 muestra la ubicación de la cuenca, así como las subcuencas hidrológicas utilizadas en el sistema de pronóstico de Salto Grande.

Modelos

El sistema de pronóstico utiliza una combinación de modelos hidrológicos semi-distribuidos basados el modelo Sacramento de humedad del suelo (SAC-SMA, por sus siglas en inglés) y modelos de lluvia-escorrentía basados en el modelo de hidrograma unitario. Ambos desarrollados por la Administración Nacional Oceanográfica y Atmosférica de Estados Unidos (NOAA, por sus siglas en inglés). Asimismo, se utilizan modelos de tránsito hidrológico de tipo Muskingum para el tránsito de onda entre dos puntos de afluencia. También se incorporan modelos de balance hídrico de embalses utilizando reglas de operación basados en el modelo RTC-Tools v.1 de Deltares, así como modelos de corrección auto regresivos de media móvil (ARMA, por sus siglas en inglés) basados en transformaciones propias del sistema de pronóstico. Estos modelos están integrados en la plataforma Delft-FEWS (Werner et al., 2013) que permite la automatización y comunicación de procesos.

La cuenca total está compuesta por una cuenca alta, una cuenca media y una cuenca intermedia, con un total de 13, 11, y 15 subcuencas respectivamente. Esta discretización espacial está parcialmente motivada por la presencia de estaciones fluviográficas que permiten validar la estimación de caudales en puntos intermedios a lo largo de la cuenca. La discretización temporal está dada por pasos de tiempo de 3 horas. El sistema está diseñado para generar pronósticos con este mismo intervalo de tiempo.

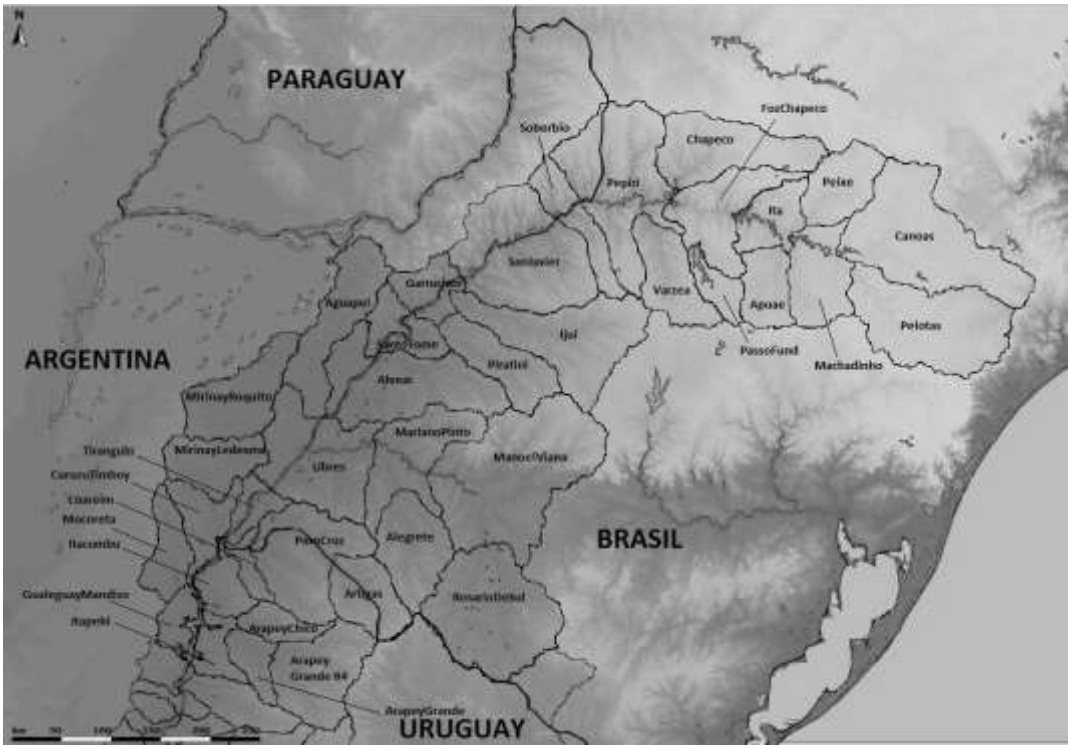


Figura 1.- Mapa de la cuenca afluente al embalse Salto Grande así como las subcuencas utilizadas en el sistema de pronóstico FEWS-SG

Datos

El sistema de pronósticos de Salto Grande importa, entre otros, observaciones de precipitación y temperatura de varias redes telemétricas, así como información de niveles de embalse y observaciones de caudal en las estaciones fluviográficas disponibles en la cuenca. Esta información es utilizada por el sistema de pronóstico para generar una simulación histórica y derivar las condiciones iniciales necesarias para el tiempo T0 (momento en el que se genera el pronóstico).

El sistema de Salto Grande también importa datos de diversos modelos numéricos de pronóstico meteorológico. Entre ellos, se incorporan datos del sistema de pronóstico global GFS (por sus siglas en inglés) del Centro Nacional de Predicción Ambiental de los Estados Unidos (NCEP por sus siglas en inglés) con una resolución espacial de 0.25º. Asimismo, se utilizan datos de pronóstico probabilístico tipo ensambles basados en el sistema de GEFS (también del NCEP) con una resolución espacial de 1.0º, así como del sistema de pronóstico europeo del Centro Europeo de Previsiones Meteorológicas a Plazo Medio (ECMWF, por sus siglas en inglés). El sistema GFS tiene un único miembro de pronóstico y por ende se denomina determinístico. Por el contrario, los sistemas GEFS y ECMWF utilizados en este estudio cuentan con un total de 20 y 50 miembros de pronósticos respectivamente.

Las comparaciones de los pronósticos en este estudio, así como las métricas de desempeño derivadas de éstos, están basadas en un período de evaluación entre el 1 de enero y el 30 de abril del 2018. Para esta evaluación se utilizaron los pronósticos de la base de datos TIGGE (Bougeault, 2010).

Procesos

Cada una de las 39 subcuencas cuenta con un modelo hidrológico SAC-SMA y un modelo de hidrograma unitario UH. Posteriormente, se utiliza el modelo de tránsito hidrológico Muskingum para obtener la simulación de caudal en distintos puntos de confluencia, agregar los caudales y

continuar el tránsito hacia aguas abajo. Adicionalmente se incluyen rutinas de corrección con los modelos de autoregresión ARMA que permiten readecuar la estimación de caudales con base a las observaciones más recientes. La integración de estos procesos se basa en diagramas de flujo de información como el mostrado en la figura 2. Asimismo, se muestra el resultado de la corrección luego de la implementación de un modelo ARMA.

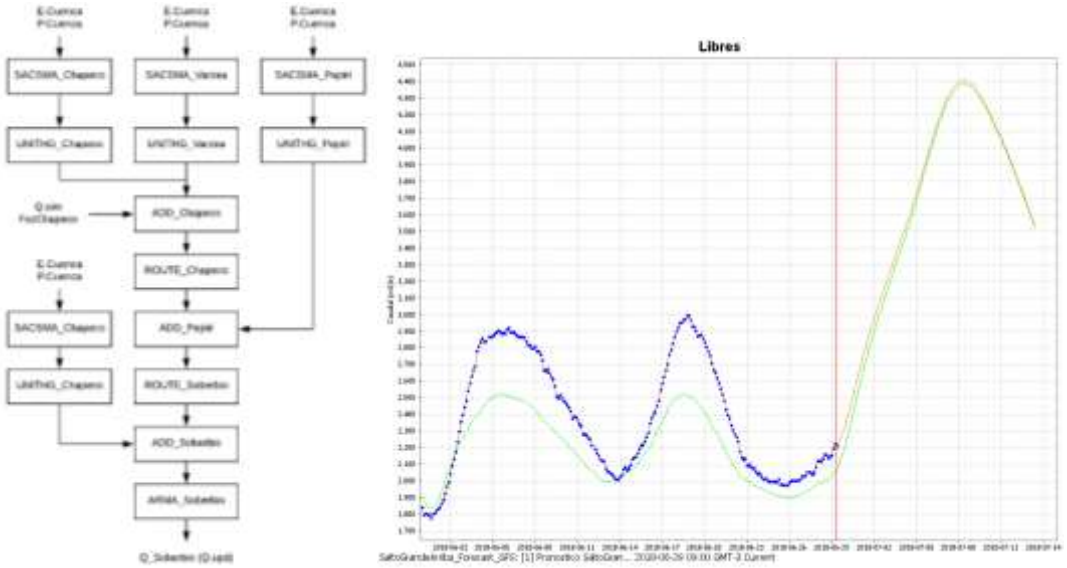


Figura 2.- Izquierda: ejemplo de diagrama de flujo hasta Soberbio: procesos de la transformación lluvia-escorrentía, tránsitos de onda y modelos de corrección auto regresivos. Derecha: resultado del proceso a la estimación de caudales para el 29 junio 2018 09:00 hasta el punto de confluencia Paso de los Libres.

Sistema Delft-FEWS

El sistema operacional de pronósticos hidrológicos de Salto Grande está basado en la plataforma Delft-FEWS (Werner et al., 2013). Delft-FEWS ha sido ampliamente utilizado alrededor del mundo para configurar sistemas de pronósticos y atender la necesidad de automatización de procesos en agencias de meteorología e hidrología (p. ej. Leedal et al., 2013, Hatmoko, 2015). El concepto de estos sistemas está basado en procesos aplicados a la información, en contraposición a sistemas tradicionales desarrollados alrededor de un modelo en específico. Esta diferencia permite no sólo la integración de múltiples modelos a un mismo sistema, sino también evolucionar conforme a los modelos utilizados por las organizaciones encargadas del pronóstico.

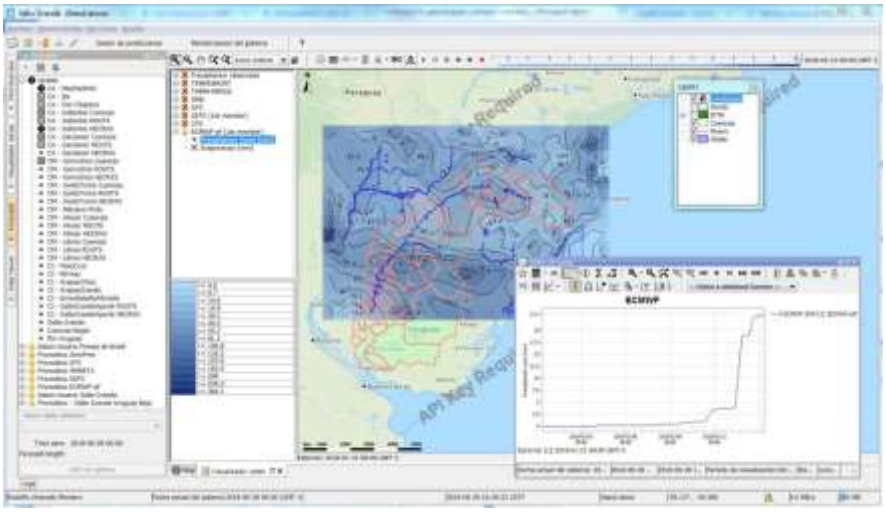


Figura 3.- Ejemplo de visualización en Delft-FEWS del primer miembro del pronóstico probabilístico ECMWF del 31 de enero 2018, así como la serie acumulada de un pixel sobre la subcuenca Canoas

Este sistema se utiliza de forma operativa por la Comisión Técnica Mixta de Salto Grande como base para generar pronósticos determinísticos de afluencias. El presente estudio está basado en pruebas sobre la extensión del sistema para incluir pronósticos probabilísticos. La figura 3 muestra un ejemplo de la visualización espacial del primer miembro del pronóstico probabilístico ECMWF en el sistema implementado en Salto Grande.

Métricas de desempeño

La capacidad del sistema utilizando pronósticos determinísticos del GFS se analiza en comparación con sus homólogos probabilísticos del sistema de pronóstico GEFS y ECMWF. La evaluación se lleva a cabo utilizando los pronósticos de 3 meses del sistema de pronóstico, utilizando métricas de desempeño como el CRPSS (*Continuous Ranked Probability Skill Score*, en inglés) y el BSS (*Brier Skill Score*, en inglés) (Bradley and Schwartz, 2013). Dichos indicadores se calculan a partir de las siguientes ecuaciones (Alvarado-Montero et al, 2017):

$$CPRS_L = \frac{1}{n}\sum_{k=1}^{n}\left[\int_{-\inf}^{\inf}\left(F_t\left(y_{k,L}\right)-\Gamma\left(y_{k,L}\geq\hat{y}_k\right)\right)^2 dy\right] \quad [1]$$

$$CRPSS = 1-\frac{CRPS_{main}}{CRPS_{ref}} \quad [2]$$

$$BS_L = \frac{1}{n}\sum_{k=1}^{n}\left(F_t\left(y_{k,\mathrm{L}}\right)-\Gamma\left(t\geq\hat{y}_k\right)\right)^2 \quad [3]$$

$$BSS = 1-\frac{BS_{main}}{BS_{ref}} \quad [4]$$

Dónde: $y_{k,L}$ representa el valor del pronóstico con un tiempo de anticipación L para el pronóstico del momento k-L, k es el indicador del pronóstico, n es el número de pronósticos, F es la función de distribución acumulada de la variable pronosticada, Γ es una función que asume probabilidad 1 para valores mayores o iguales a la observación y 0 en caso contrario.

La métrica CRPS equivale a la media del error absoluto cuando se utilizan pronósticos determinísticos. Al comparar con un valor de referencia, en este caso la climatología, se obtiene la métrica CRPSS. La métrica BS equivale a la media del error al cuadrado cuando se utilizan pronósticos determinísticos. Mientras que la métrica CRPS provee información de la precisión del pronóstico, la métrica BS refleja propiedad de resolución, confiabilidad e incertidumbre. Un pronóstico perfecto genera métricas CRPSS y BSS de 1. Ambas métricas se obtienen mediante el uso del sistema de verificación de ensambles (EVS, por sus siglas en inglés) desarrollado por NOAA (Brown et al., 2010).

RESULTADOS

El sistema se ha utilizado para generar una comparación de resultados entre los pronósticos determinísticos utilizando los pronósticos del GFS y los pronósticos probabilísticos tipo ensamble GEFS y ECMWF. La figura 4 muestra un ejemplo de pronósticos probabilístico GEFS para los caudales afluente al embalse así como la respuesta de algunas de las subcuencas del sistema. Para este estudio se generaron los pronósticos diarios durante los primeros tres meses del 2018. Los mismos se utilizan, junto con las observaciones del período, para la derivación de las métricas de desempeño CRPSS y BSS mostradas en las figuras 5 y 6.

Curiosamente la métrica CRPSS utilizando todos los datos disponibles muestra un mejor desempeño para el pronóstico determinístico que para sus homólogos probabilísticos. Sin embargo, al analizar los datos por encima del percentil 75 se observa una mayor precisión de los pronósticos

probabilísticos, tanto GEFS como ECMWF. Ambos pronósticos probabilísticos mantienen el mismo desempeño hasta un tiempo de anticipación de 5 días. A partir de ahí, el pronóstico probabilístico GEFS muestra un mejor desempeño con valores de CRPSS por encima de 0.50. El pronóstico GFS mantiene la misma precisión tanto para eventos extremos como para el conjunto de eventos analizados.

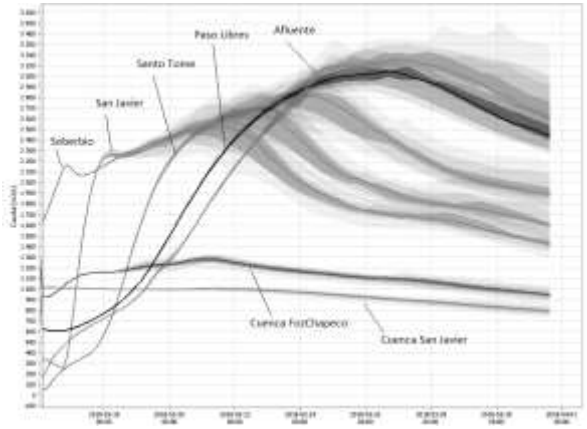


Figura 4.- Ejemplo de resumen del pronósticos hidrológico probabilístico de afluencia al embalse Salto Grande utilizando los modelos de pronóstico numérico GEFS para el 11 de marzo del 2018 18:00 GMT

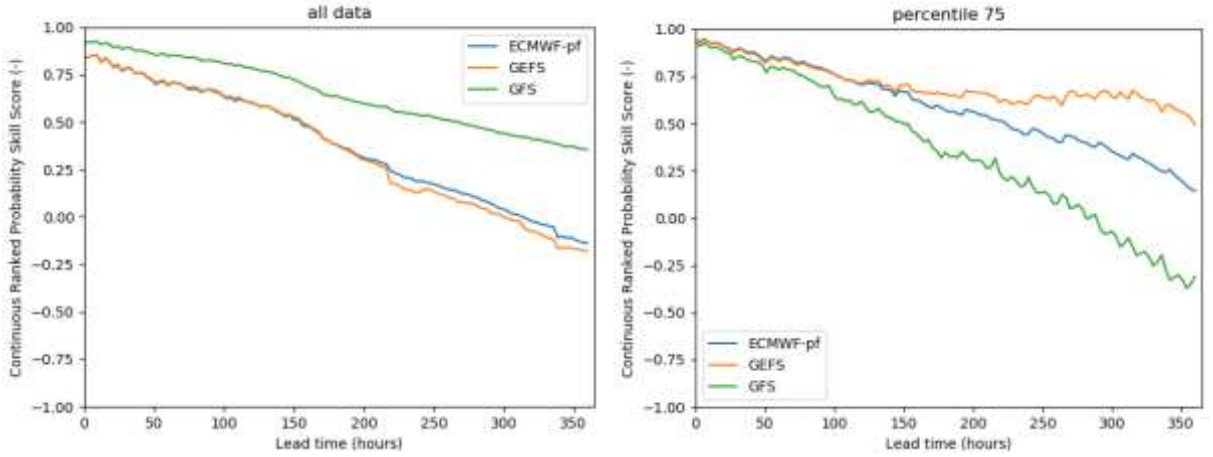


Figura 5.- Resultados de la métrica de desempeño CRPSS para todos los datos y para el percentil 75, equivalente a caudales por encima de 2946.7 m3/s.

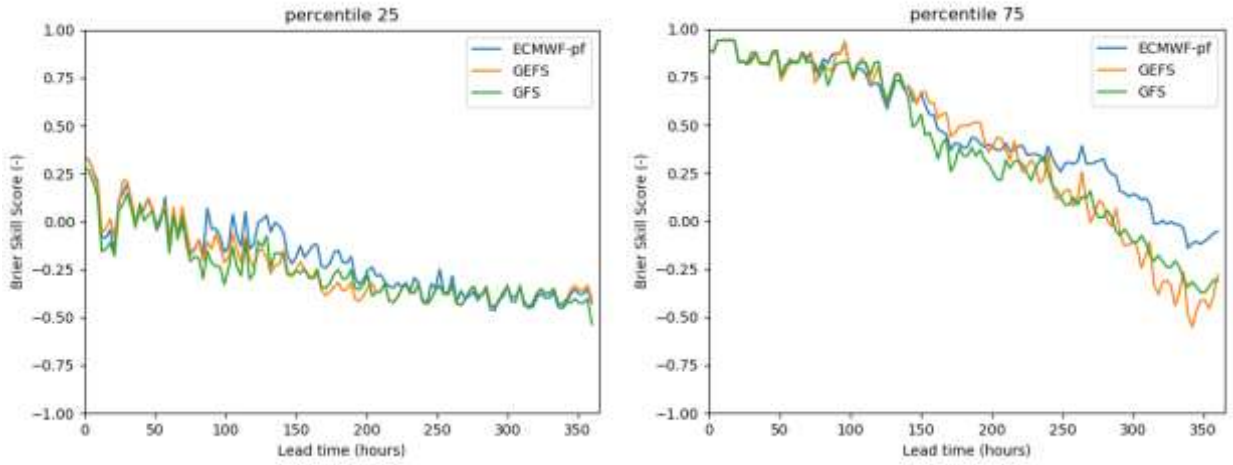


Figura 6.- Resultados de la métrica de desempeño Brier Skill Score (BSS) para percentil 25 y percentil 75, en comparación con climatología, equivalentes a caudales por encima de 1563.7 y 2946.7 m3/s.

Por otra parte, los resultados de las métricas BSS muestran bajo desempeño para los tres pronósticos tipos de pronósticos al considerar el total de datos analizados. Los resultados para valores por encima de 3.000 m^3/s (percentil 75) muestran que el pronóstico probabilístico con base a ECMWF es levemente superior para tiempos de anticipación superiores a los 10 días. Es decir, los resultados de este pronóstico cuentan con una menor incertidumbre en comparación con la climatología.

Para valorar el significado de estas métricas hace falta analizar casos específicos del pronóstico. Las figuras 7 y 8 muestran resultados del pronóstico GFS y GEFS. El pronóstico del 21 de enero muestra una mejora mediante el uso de los datos probabilísticos GEFS en comparación con el pronóstico determinístico GFS. Los valores de caudal afluente estimado utilizando GEFS logran capturar parcialmente la dinámica del evento, mientras que el valor determinístico muestra una severa subestimación de los caudales. Este evento forma parte del percentil 75 en el conjunto de datos analizados.

Por otra parte, la figura 8 muestra una sobre estimación significativa en el pronóstico GEFS en comparación con el pronóstico determinístico. Esto sucede particularmente en la curva de recesión del hidrograma. Dicha sobre estimación puede ser el resultado de alguna de las siguientes razones: una sobre estimación del pronóstico meteorológico, un alto valor de las variables de almacenamiento como condiciones iniciales del pronóstico, o bien un error estructural o paramétrico de los modelos implementados. Par identificar las razones se llevó a cabo una inspección visual de los pronósticos diarios durante el período del estudio. De este análisis se desprende que el pronóstico meteorológico pareciera no ser una de las razones principales de la sobre estimación.

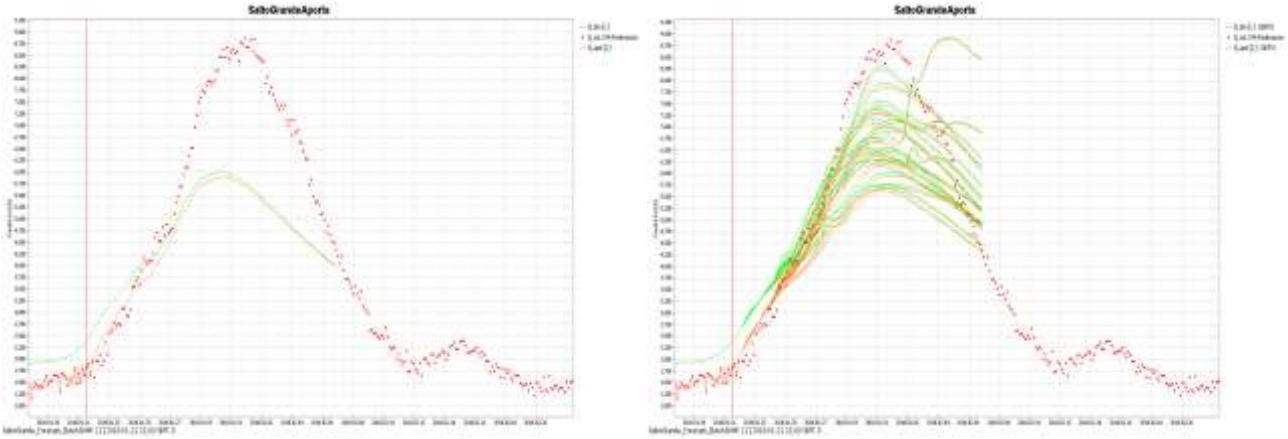


Figura 7.- Pronóstico determinístico GFS (izquierda) y probabilístico GEFS (derecha) para el 21 de enero

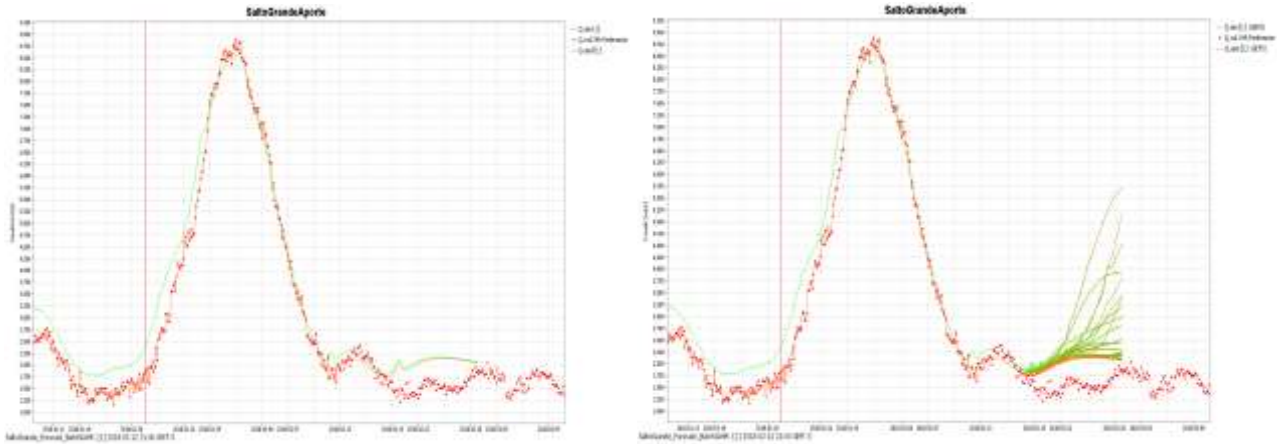


Figura 8.- Pronóstico determinístico GFS (izquierda) y probabilístico GEFS (derecha) para el 12 de febrero

CONCLUSIONES

En este estudio se lleva a cabo una evaluación de la extensión del sistema de pronóstico de Salto Grande para incluir pronósticos probabilísticos que permitan estimar la incertidumbre hidrológica asociada a los caudales afluentes al embalse. Dicha extensión se basa en la plataforma Delft-FEWS, diseñada alrededor de la información del sistema, en contraposición a técnicas tradicionales diseñadas alrededor de un modelo en específico. La funcionalidad y flexibilidad del sistema demuestran que los flujos de información son la base de un sistema operacional. Dichos flujos de información facilitan la integración de diversos modelos al sistema y aseguran la mejora del sistema al permitir cambiar y actualizar los modelos disponibles.

Los pronósticos probabilísticos implementados en el sistema utilizan los pronósticos probabilísticos de GEFS y ECMWF como variables de entrada en un proceso que incluye modelos hidrológicos, tránsitos de onda, y modelos de corrección. Los pronósticos probabilísticos proporcionan una valiosa herramienta para cuantificar la incertidumbre en el sistema y mejoran las métricas de desempeño para el percentil 75 de los datos analizados. El total de los datos muestran una disminución del desempeño asociada a una sobre estimación durante la curva de recesión y particularmente para valores bajos de caudal.

Es difícil discernir si la sobre estimación de caudales se debe a una mala estimación de las condiciones iniciales o al desempeño de los modelos implementados en el sistema. Por ahora, los pronósticos meteorólogicos probabilísticos no parecieran ser la principal razón de la sobre estimación de caudales afluentes al embalse.

El pronóstico con base a GEFS muestra un mejor desempeño en cuanto a precisión a partir del 5to día de tiempo de anticipación. Sin embargo, el pronóstico ECMWF resulta levemente superior a partir del día 10 de anticipación.

REFERENCIAS

Alvarado-Montero, R., Schwanenberg, D., Krahe, D., Helmke, P., Klein, B. (2017). "Multi-parametric variational data assimilation for hydrological forecasting". Advances in Water Resources, Vol. 110, pp. 182-192. https://doi.org/10.1016/j.advwatres.2017.09.026

Bradley, A., Schwartz, S. (2011). "Summary Verification Measures and Their Interpretation for Ensemble Forecasts". American Meteorological Society.

Brown, J.D., Demarge, J., Seo, D.J., Liu, Y. (2010). "The Ensemble Verification System (EVS): A software tool for verifying ensemble forecasts of hydrometeorological and hydrologic variables at discrete locations". Environmental Modelling & Software, Vol. 25, Issue 7, pp. 854-872. https://doi.org/10.1016/j.envsoft.2010.01.009

Bougeault P, Toth Z, Bishop C, Brown B, Burridge D, Chen DH, Ebert B, FuentesM,Hamill TM, MylneK,Nicolau J, Paccagnella T, Park Y, Parsons D, Raoult B, Schuster D, Dias PS, Swinbank R, Takeuchi Y, Tennant W (2010). "The THORPEX interactive grand global ensemble". Bull Am Meteorol Soc 91(8):1059–1072. https://doi.org/10.1175/2010BAMS2853.1

Gijsbers, P. (2010). Opportunities and limitations of DelftFEWS as a scientific workflow tool for environmental modelling. Int Env Modelling and Software Society (iEMSs) 2010, Modelling for Environment's Sake, Fifth Biennial Meeting, Ottawa, Canada. David A. Swayne, Wanhong Yang, A. A. Voinov, A. Rizzoli, T. Filatova (Eds.)

Leedal, D., Weerts, A.H., Smith, P.J., Beven, K.J. (2013). "Application of data-based mechanistic modelling for flood forecasting at multiple locations in the Eden catchment in the National Flood Forecasting System (England and Wales)". Hydrology and Earth System Sciences HESS, Vol. 17, pp. 177-185. https://doi.org/10.5194/hess-17-177-2013

Hatmoko, W., Radhika, Raharjab, B., Tollenaarb, D., Vernimmenb, R. (2015). "Monitoring and prediction of hydrological drought using a drought early warning system in Pemali-Comal river basin, Indonesia". Proc. Environmental Sciences, Vol.24, pp. 56-64. https://doi.org/10.1016/j.proenv.2015.03.009

Werner, M., Schellekens, J., Gijsbers, P., van Dijk, M., van den Akker, O., & Heynert, K. (2013). "The Delft-FEWS flow forecasting system". *Environmental Modelling and Software*, Vol 40, pp. 65-77. https://doi.org/10.1016/j.envsoft.2012.07.010

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SETEMBRO DE 2018

MODELAGEM E SIMULAÇÃO HIDROLÓGICA NUMA PEQUENA BACIA DO SEMIÁRIDO PARAIBANO, BRASIL

***Eduardo E. de Figueiredo*[1], *José Junji Ota*[2]**
[1] *Universidade Federal de Campina Grande-PB, Brasil, eduardo.e.figueiredo@ufcg.edu.br*
[2] *Universidade Federal do Paraná-PR, Brasil, ota.dhs.ufpr.br*

RESUMO:

A região semiárida do estado da Paraíba, Nordeste do Brasil, apresenta precipitação muito variável, elevada evaporação potencial, escoamentos (intermitentes e/ou efêmeros) escassos e acelerados pelo uso do solo (desmatamento). Dados hidrológicos são em geral observados em pequenas escalas experimentais, os quais têm sido utilizados com modelos matemáticos na geração e simulação hidrológica do escoamento. O escoamento em região semiárida é de difícil modelagem haja vista a variabilidade e complexidade da interação entre os processos de precipitação, evapotranspiração, infiltração, e fluxo de água no solo representado pelo potencial matricial (tensão e condutividade hidráulica) dependente da umidade (θ) e variável no tempo e perfil do solo. Neste trabalho, dados de uma pequena bacia vegetada no semiárido paraibano, Brasil, foram utilizados na modelagem e simulação do escoamento com uma abordagem combinada (Mualem/Van Genuchten - MVG e Burdine/Brooks e Corey - BBC) no cálculo da condutividade hidráulica não saturada K(θ) incorporada ao modelo MOSEE (**Mo**delo de **S**imulação do **E**scoamento e **E**rosão do solo). Uma metodologia de cálculo da condutividade hidráulica saturada K_s em termos das características médias das classes de solo e proporções de textura no perfil foi também incorporada. Apresenta-se aqui a descrição da componente hidrológica do modelo, a modelagem e simulações, as quais se mostraram razoáveis, discussão dos resultados, e as conclusões.

ABSTRACT:

The semiarid region of the state of Paraíba, Northeast Brazil, shows that precipitation is very much variable, significant potential evaporation, and scarce runoff (intermittent or ephemeral) accelerated by the land use (deforestation). Hydrologic data are generally observed at small experimental scales, which are used with hydrologic mathematical simulation models to understand the runoff generation in the region. Runoff in semiarid region is difficult to model owing to the complex interaction between rainfall, evapotranspiration, infiltration, and the water flux through the soil layers represented by the matric potential (soil tension and hydraulic conductivity) that varies with the soil moisture (θ) and is space-time dependent. In this research, data of a small vegetated basin, in the Paraiba semiarid region, Brazil, were utilized in the modelling and simulation of runoff with a combined approach (Mualem/Van Genuchten - MVG e Burdine/Brooks e Corey - BBC) to determine the non-saturated hydraulic conductivity K(θ) incorporated into the model MOSEE (**Mo**del for **S**oil **E**rosion **E**stimation). A methodology to calculate the saturated hydraulic conductivity K_s in terms of averaged characteristics of the soil classes and proportion of texture in the soil profile was also incorporated. The hydrologic component of the model, modelling and simulations, which showed to be reasonable, discussion of results, and conclusions, are as follows.

PALAVRAS CHAVES: Semiárido, Escoamento, Modelagem.

INTRODUÇÃO

A modelagem do escoamento em bacias hidrográficas, mesmo em pequenas bacias, requer um modelo de simulação que considere as características locais e suas variabilidades nas entradas, saídas e armazenamentos. Em regiões semiáridas destacam-se a variabilidade espaço-temporal da precipitação e as altas taxas de evaporação potencial. A evapotranspiração real é baixa haja vista os baixos teores de umidade no perfil do solo (geralmente rasos). Além disso, os escoamentos nos rios ou são efêmeros ou intermitentes de difícil modelagem. Neste trabalho, o escoamento foi modelado com o modelo MOSEE (Figueiredo & Parsons, 2010; Figueiredo et al., 2014). O modelo computacional emprega nos cálculos o método de Feddes et al (1976) na evapotranspiração, Horton (1933), modificado, na capacidade de infiltração, Saxton et al (1986) na tensão do solo, e uma abordagem combinada dos métodos Mualem/van Genuchten (Van Genuchten, 1980) – MVG e Burdine/Brooks e Corey (Burdini, 1953) – BBC, proposta por Valiantzas (2011), no cálculo da condutividade hidráulica não saturada do solo $K(\theta)$, e Richards (1931) na variação espaço-temporal da umidade $\theta(t,z)$ do solo. Uma metodologia de cálculo da condutividade hidráulica saturada K_s, em termos das características médias das classes de solo e proporções de textura no perfil, foi também incorporada ao modelo hidrológico. Dados observados (físicos e climáticos) na bacia experimental de Sumé (Figura 1), Nordeste do Brasil, foram utilizados nesta pesquisa. Pretende-se verificar a natureza da geração do escoamento, a influência do potencial matricial na modelagem e simulação hidrológica e qualidade dos resultados. Descreve-se a seguir o modelo, a modelagem e simulação com seus resultados, e uma discussão conclusiva.

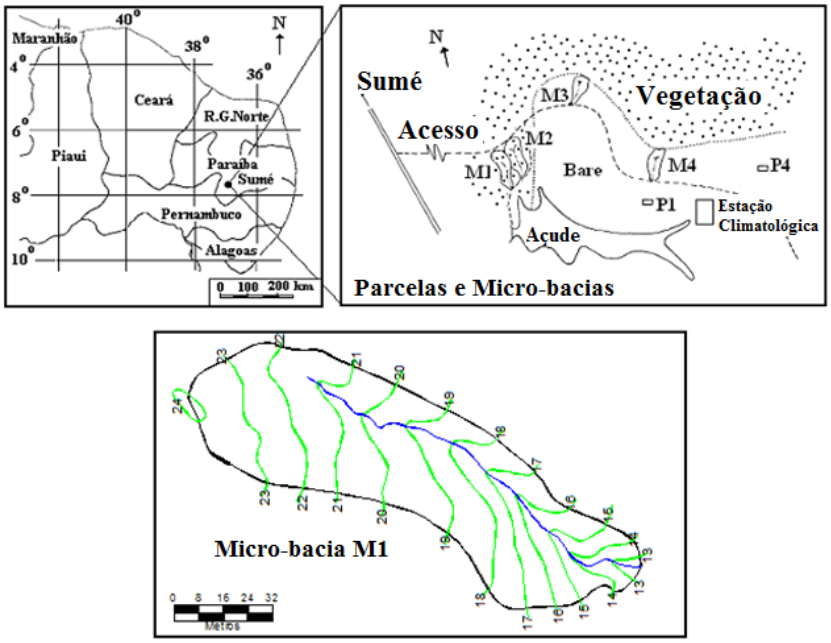


Figura 1.- Bacia Experimental de Sumé (BES) no Semiárido Paraibano.
(adaptado de Figueiredo e Ota, 2017; Lopes, 2003)

O MODELO MOSEE

O modelo MOSEE é contínuo no tempo e distribuído no espaço, sendo a bacia discretizada em 20 sub-bacias com perfil do solo dividido em três camadas de espessuras h_A, h_B e h_C e modelação dos processos a seguir apresentados.

Precipitação e Intercepção: A intensidade da precipitação (i) que atinge o solo varia com sua altura (P), duração (Δt), intercepção (h_{it}) e proporções de cobertura vegetal (C_v) e de rocha (C_r).

$$i = \frac{P(1-C_v-C_r)+h_{it}(C_g+C_r)}{\Delta t} \qquad (mm/h) \qquad [1]$$

Evapotranspiração: A evapotranspiração real (E_r) varia com a potencial (E_p) e com a tensão do solo $\psi(\theta)$, tendo-se adaptada a equação linear seguinte a partir da relação proposta por Feddes et al (1976) entre E_r/E_p e $\psi(\theta)$.

$$E_r/E_p = \frac{k_e[\psi_{pm} - \psi(\theta)]}{(\psi_{pm} - \psi_{cc})} \qquad (-) \qquad [2]$$

onde k_e é um fator que leva em conta a água encapsulada não sujeita ao processo, ψ_{pm} = 1500 kPa e ψ_{cc} = 33,3 kPa são as tensões do ponto de murcha e capacidade de campo e $\psi(\theta)$ a tensão do solo.

Potencial Matricial: O potencial matricial é essencialmente a tensão do solo $\psi(\theta)$ e a condutividade hidráulica não saturada $K(\theta)$, ambas dependente da umidade volumétrica do solo θ.

A equação de Saxton et al (1986) para cálculo da tensão do solo é dada a seguir.

$$\psi(\theta) = A\ \theta^{B} \qquad (kPa) \qquad [3]$$

$$A = \exp\left[a + b.(\%C) + c.(\%S)^2 + d.(\%S)^2.(\%C)\right] \qquad (kPa) \qquad [4]$$

$$B = e + f.(\%C)^2 + g.(\%S)^2.(\%C) \qquad (kPa) \qquad [5]$$

onde a = -4.396; b = -0.0715; c = -4.880 x 10^{-4}; d = -4.285 x 10^{-5}; e = -3.140; f = -2.22 x 10^{-3}; e g = -3.484 x 10^{-5}; %C e %S são percentuais de argila e areia na camada de solo.

A umidade do solo varia no tempo e no perfil do solo (z), sendo regida pela continuidade (conservação da massa) e momento. Sendo o fluxo (q) unidimensional no perfil vertical (z) do solo, aplica-se a equação de Darcy $q=-K(\theta)\partial H/\partial z$ com carga total $H = \psi(\theta) + z$ para se estabelecer a variação temporal da umidade $\partial(\theta)/\partial(t)$. Assim:

$$\frac{\partial(\theta)}{\partial(t)} + \frac{\partial(q)}{\partial(z)} = 0 \qquad (m^3/m^3/h) \qquad \text{Continuidade} \qquad [6]$$

$$q = -K(\theta)\ \frac{\partial}{\partial(z)}[\psi(\theta) + h)] \qquad (m^3/h/m^2) \qquad \text{Momento} \qquad [7]$$

Combinando-se as equações (1) em (2) chega-se a equação de Richards (1931).

$$\frac{\partial(\theta)}{\partial(t)} = -K(\theta)\left[\frac{\partial(\psi)}{\partial(\theta)}\frac{\partial(\theta)}{\partial(z)} + 1\right] - \frac{\partial}{\partial(z)}[E_r\psi(\theta)] \qquad (m^3/m^3/h) \qquad [8]$$

O último termo da equação é a perda real de água através das camadas do solo para a atmosfera por evapotranspiração. Exprimindo-se a equação em termos de diferenças finitas e admitindo-se um valor inicial de umidade no tempo t, θ_t, pode-se calcular a condutividade hidráulica $K(\theta)$ e a tensão do solo $\psi(\theta)$ e, por conseguinte, a umidade no tempo $t+\Delta t$, ($\theta_{t+\Delta t}$).

Devido a falta de dados observados e complexidade na representação matemática da condutividade hidráulica não saturada, $K(\theta)$, adotou-se na presente pesquisa a equação proposta por Valiantzas (2011) que contempla as abordagens de Van Genuchten/Mualem (Van Genuchten, 1980) – VGM e Burdini/Brooks e Corey (Burdini, 1953) – BBC.

$$K(\theta) = wK_sS_e^{0.5}\{[1-[1-S_e]^{\frac{1}{m}}]^{m}\}^2 + (1-w)K_sS_e^{\left(3+\frac{2}{mn}\right)} \qquad (mm/h) \qquad [9]$$

onde w é um fator de distribuição entre os métodos MVG e BBC (w = 1 só o método MVG é considerado; w = 0 só o método BBC é considerado), $S_e = (\theta - \theta_r)/(\theta_s - \theta_r)$ é a saturação relativa, θ_s e θ_r são as umidades de saturação e residual, m e n são parâmetros da equação de Van Genuchten (1980), n = 1/(1-m) e K_s (mm/h) a condutividade hidráulica saturada.

A condutividade hidráulica saturada, K_s, é geralmente expressa por funções que utilizam predominantemente os teores de areia (%S) e argila (%C) no solo (e.g., Saxton et al., 1986). O diâmetro do sedimento, a porosidade do solo e umidade residual são também fatores determinantes, porém, não explícitos na maioria das funções. Note-se que quanto maior o diâmetro do sedimento maior a porosidade, maior a condutividade e menor a umidade residual, sendo isto evidente nos solos arenosos por exemplo. Considerando-se os dados característicos das classes de solo (composição, diâmetros, condutividades saturadas) na literatura (USDA, 1987; Campbell, 1985; Green e Ampt, 1911), foram testadas diversas funções de regressão (potencial, exponencial, linear, etc) entre K_s (cm/h) e diâmetro médio, d_m, porosidade média, ϕ_m, e umidade residual média, θ_{rm}, ponderados pelos teores de areia (%S), silte ($\%S_i$) e argila (%C), individualmente ou em conjunto, tendo-se chegado a melhor equação de regressão abaixo com coeficiente de determinação 0,992.

$$K_s = 0{,}548\frac{d_m {\phi_m}^2}{\theta_{rm}} + 0{,}1412 \qquad (\mathrm{cm/h}) \qquad [10]$$

$$d_m = [(\mathrm{d_s}.\%\mathrm{S} + \mathrm{d_{si}}.\%\mathrm{S_i} + \mathrm{d_c}.\%\mathrm{C})/100] \qquad (\mathrm{mm}) \qquad [11]$$

$${\phi_m}^2 = [(\phi_\mathrm{s}\%\mathrm{S} + \phi_\mathrm{si}\%\mathrm{S_i} + \phi_\mathrm{c}\%\mathrm{C})/100]^2 \qquad (\mathrm{m^6/m^6}) \qquad [12]$$

$$\theta_{rm} = [(\theta_\mathrm{rs}\%\mathrm{S} + \theta_\mathrm{rsi}\%\mathrm{S_i} + \theta_\mathrm{rc}\%\mathrm{C})/100] \qquad (\mathrm{m^3/m^3}) \qquad [13]$$

onde d_s, d_{si}, d_c, ϕ_s, ϕ_{si}, ϕ_c, θ_{rs}, θ_{rsi} e θ_{rc} são as características (diâmetros, porosidades e umidades residuais) médias dos valores máximos e mínimos (Tabelas 2 e 3) de cada classe de solo (areia: subscrito s; silte: subscrito si; argila: subscrito c).

As Tabelas 1 a 3 mostram os dados básicos das classes de solo. A Tabela 4 mostra os dados de condutividade saturada das classes de solo com aplicação da equação [10] considerando os percentuais do solo da camada A da área de estudo (%S = 50,2; $\%S_i$ = 21,9 e %C = 15.77).

Tabela 1.- Percentual de Areia, Silte e Argila nas Classes de Solo.

Limites →	**Superior**			**Inferior**		
Classes de Solo	**Areia**	**Silte**	**Argila**	**Areia**	**Silte**	**Argila**
1-Sand	90	**5***	**5***	85	**5***	**10***
2-Loamy Sand	85	**5***	**10***	70	**5***	**25***
3-Sandy Loam	52	28	20	43	50	7
4-Loam	23	50	27	65	28	7
5-Silt	**2***	88	**10***	**2***	88	**10***
6-Silty Loam	**2***	50	**25***	**2***	50	10
7-Sandy Clay Loam	45	28	27	45	35	20
8-Clay Loam	40	**15***	45	20	**53***	27
9-Silty Clay Loam	20	**40***	40	20	**53***	27
10-Sandy Clay	45	**20***	35	45	**20***	35
11-Silty Clay	2	49	49	2	45	45
12-Clay	2	49	49	**0***	50	50

(*) Valores atribuídos respeitando nomes das classes e limites possíveis descritos na fonte (USDA, 1987)

Tabela 2.- Valores Médios de Diâmetros, Porosidades e Umidades Residuais das Classes de Solo.

Classe de Solo	Diâmetro d_s (mm)			Porosidade ϕ_s (m^3/m^3)			Umidade Residual θ_r (m^3/m^3)		
	Max	Med*	Min	Max	Med*	Min	Max	Med*	Min
1	2	1,025	0,05	0,5	0,437	0,374	0,02	0,02	0,02
2	0,6	0,475	0,35	0,506	0,437	0,363	0,03325	0,033325	0,0334
3	0,35	0,225	0,1	0,555	0,453	0,351	0,03236	0,03182	0,03128
4	0,14	0,0825	0,025	0,551	0,463	0,375	0,02948	0,02576	0,02204
5	0,05	0,026	0,002	0,5115	0,456	0,4005	0,05772	0,05772	0,05772
6	0,1	0,055	0,01	0,582	0,501	0,42	0,01408	0,01213	0,01018
7	0,25	0,15	0,05	0,464	0,398	0,332	0,06278	0,061765	0,06075
8	0,06	0,0375	0,015	0,519	0,464	0,409	0,08895	0,1049	0,12085
9	0,02	0,0135	0,007	0,524	0,471	0,418	0,0454	0,04332	0,04124
10	0,08	0,05	0,02	0,49	0,43	0,37	0,1036	0,1036	0,1036
11	0,012	0,0095	0,007	0,533	0,479	0,425	0,07245	0,06951	0,06657
12	0,002	0,001005	0,00001	0,523	0,475	0,427	0,12196	0,12298	0,124

Fontes: Campbell (1985); Green & Ampt (1911); (*) Med = (Max + Min)/2

Tabela 3.- Diâmetros, Porosidades e Umidades Residuais Ponderados pelos Percentuais na Tabela 1.

Classe de Solo	Diâmetro (mm)			Porosidade (m^3/m^3)			Umidade Residual (m^3/m^3)		
	Max	Med*	Min	Max	Med*	Min	Max	Med*	Min
1	1,8538[(1)]	1,805	1,7563[(2)]	0,4906[(3)]	0,4874	0,4843[(4)]	0,02[(5)]	0,02	0,02[(6)]
2	0,569	0,55	0,5313	0,4883	0,4775	0,4668	0,0333	0,033325	0,0334
3	0,265	0,268	0,27	0,4856	0,4877	0,4897	0,0324	0,0318	0,0313
4	0,08	0,098	0,1159	0,4595	0,4868	0,514	0,0295	0,0258	0,022
5	0,024	0,024	0,0241	0,4516	0,4516	0,4516	0,0577	0,0577	0,0577
6	0,032	0,031	0,031	0,3671	0,3356	0,3041	0,0141	0,0121	0,0102
7	0,168	0,172	0,175	0,4099	0,4122	0,4145	0,0628	0,0618	0,0608
8	0,036	0,036	0,0359	0,4613	0,4607	0,4602	0,0889	0,1049	0,1209
9	0,012	0,013	0,013	0,4604	0,4638	0,4673	0,0454	0,0433	0,0412
10	0,053	0,053	0,053	0,436	0,436	0,436	0,1036	0,1036	0,1036
11	0,0083	0,008	0,0077	0,4536	0,4355	0,4175	0,0725	0,0695	0,0666
12	0,00054	0,00052	0,0005	0,4524	0,4517	0,451	0,1219	0,1223	0,124

([1]) d_s=(90x2+5x1,025+5x0,05)/100=1,8538; ([2]) d_s=(85x2+5x1,025+10x0,05)/100=1,7563;
([3]) ϕ_s=(90x0,5+5x0,437+5x0,374)/100=0,4906; ([4]) ϕ_s=(85x0,5+5x0,437+10x0,374)/100=0,4843;
([5]) θ_r=(90x0,02+5x0,02+5x0,02)/100=0,02; ([6]) θ_r=(85x0,02+5x0,02+10x0,02)/100=0,02;
(*) Med = (Max + Min)/2.

Tabela 4.- Relação entre Condutividade Saturada e Parâmetros Médios.

Classe →	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
K_s	11,78	2,99	1,09	0,34	0,36	0,65	0,15	0,1	0,1	0,06	0,05	0,03
d_m	1,805	0,55	0,268	0,098	0,024	0,031	0,172	0,036	0,013	0,053	0,008	0,001
ϕ_u	0,487	0,478	0,488	0,487	0,452	0,336	0,412	0,461	0,464	0,436	0,436	0,452
θ_{ou}	0,02	0,033	0,032	0,026	0,058	0,012	0,062	0,105	0,043	0,104	0,07	0,122
$d_m f_m^2/q_{rm}$	21,44	3,763	2,005	0,9	0,085	0,289	0,473	0,073	0,065	0,097	0,022	0,001

d_m=(1,805x50,2+0,02408x21,9+0,000537x15,77)/100 = 0,91147 mm (equação [11])
ϕ_m^2=[(0,4874x50,2+0,45156x21,9+0,45172x15,77)/100]^2 = 0,17125 m^6/m^6 (equação [12])
θ_{rm}=(0,02x50,2+0,05772x21,9+0,12298x15,77)/100 = 0,042 m^3/m^3 (equação [13])
$d_m\phi_m^2/\theta_{rm}$ = 0,91147x0,17125/0,042 = 3,716
K_s=0,548 x 3,716 + 0,1412 = 2,18 cm/h (equação [10])

Escoamentos: O escoamento direto (Q_d) é por excesso de chuva sobre a capacidade de infiltração (i > f) e/ou excesso de umidade sobre a saturação da camada superficial ($\theta > \theta_s$), enquanto que os escoamentos subsuperficial (Q_{ss}) e subterrâneo (Q_{sb}) ocorrem somente se as camadas do solo saturarem, sendo governados pela equação de Darcy para fluxo não confinado. O escoamento subterrâneo interage com o rio, podendo o rio receber contribuição do lençol ou alimentá-lo dependendo da posição do lençol em relação ao nível d'água do rio. O escoamento total ($Q=Q_d+Q_{ss}+Q_{sb}$) descarrega no trecho de rio da sub-bacia sendo propagado para jusante pelo método do SCS (McCuen, 1982). As equações do escoamento total e o propagado estão a seguir.

$$Q = A_b\{(\frac{10^3}{3,6})(\mathrm{i} - \mathrm{f}[\theta(t)] + (\frac{10^7}{60\Delta t})(\theta - \theta_s)h_A\} \quad (\mathrm{l/s})\ \text{Escoamento direto}$$

$$+ (\frac{10^{-7}}{3,6})\mathrm{K_i}[h_i[\theta_s]^{\,2}\left(\frac{\mathrm{L}^2}{2\mathrm{A_b}}\right) \quad (\mathrm{l/s})\ \text{Escoamento subsuperficial}$$

$$+ \mathrm{Q_{ls}} \pm (\frac{10^{-7}}{3,6})\mathrm{K_s}[\mathrm{z_{ls}} - (\mathrm{z_c} + \mathrm{z_r})]^{\,2}\left(\frac{\mathrm{L}^2}{2\mathrm{A_b}}\right) \quad (\mathrm{l/s})\ \text{Escoamento subterrâneo} \quad [14]$$

$$Q_{t+\Delta t} = \mathrm{C_p Q_I}(\mathrm{t}) + \left(1 - \mathrm{C_p}\right)\mathrm{Q}(\mathrm{t}) \quad (\mathrm{l/s})\ \text{Escoamento propagado} \quad [15]$$

$$f[\theta(t)] = \mathrm{f_c} + (\mathrm{f_o} - \mathrm{f_c}\ )\mathrm{e}^{-\mathrm{k}[\theta(\mathrm{t})]} \quad (\mathrm{mm/h})\ \text{Capac. de infiltração} \quad [16]$$

onde i e f são a intensidade da chuva e capacidade de infiltração (mm/h), f_o e f_c (mm/h) e k (h^{-1}) são parâmetros de infiltração do solo, A_b é a área da bacia (km^2), h_i a espessura da camada saturada (h_A, h_A+h_B ou $h_A+h_B+h_C$ se todas saturarem) do solo (cm), Q_{ls} é a vazão do lençol caso exista lençol acima do leito do rio, $Q_I(t)$ e $Q(t)$ são respectivamente as vazões de entrada e saída do trecho de rio no tempo t, $Q(t+\Delta t)$ a vazão na saída do trecho no tempo $t+\Delta t$, K_i a condutividade hidráulica da camada saturada de solo, L a extensão do trecho (km), z_l e z_c (cm) são os níveis do lençol e do fundo do rio e z_r (cm) o nível d'água do rio (positivos para baixo a partir da superfície do solo), $C_p = t_t/t_c < 1$ é o coeficiente de propagação, t_t o tempo de translação do escoamento no trecho (o tempo de translação t_t pode ser ajustado comparando-se os escoamentos simulados e observados de modo a atender a condição $C_p < 1$), t_c o tempo de concentração do trecho calculado segundo Kirpich (1940). O sinal positivo na equação do escoamento subterrâneo implica que o lençol está acima do nível d'água do rio e contribui para sua vazão. Caso contrário o rio contribui para o lençol. A profundidade do escoamento no rio é $y = [n_M.Q_{t+\Delta t}/(C_w.S^{1/2})]^{3/5}$ onde n_M ($s.m^{-1/3}$) é o coeficiente de rugosidade de Manning, C_w (m) a largura do rio (seção retangular) e S (-) sua declividade.

MODELAGEM DA BACIA E PARAMETRIZAÇÃO

Bacia hidrográfica: A microbacia vegetada M1 escolhida para esta pesquisa (Figura 1), de 6200 m^2, foi dividida em 20 sub-bacias com áreas de 310 m^2, extensões dos trechos de 7,5 m, variação de cotas de 0,55 m (S = 0,07) e camadas de solo h_A = 10 cm e $h_B = h_C$ 20 cm, com teores de areia, silte e argila de 50,2%, 21,9% e 15.77 (camada A) e 50.2%, 17,3% 32.5% (camadas B e C), conforme dados em Cadier e Freitas (1982).

Precipitação e intercepção: Considerou-se no cálculo da intensidade de precipitação que atinge o solo (equação [1]) as alturas de chuva observadas em 1986 e suas durações, intercepção vegetal h_{it} = 0,5 mm (Jetten, 1996; Medeiros et al., 2009), e proporções de cobertura vegetal C_v = 0,8 e de rochas C_r = 0,0 (o efeito de rochas torna-se desprezível quando a cobertura vegetal é significativa).

Evapotranspiração real: Para o cálculo da relação E_r/E_p com a equação [2], adaptada de Feddes et al (1976), fez-se k_e = 1 (não há dados práticos que evidenciam água encapsulada não sujeita ao processo), ψ_{pm} = -1500 kPa e ψ_{cc} = -33,3 kPa. Importante notar-se que se $\psi(\theta) = \psi_{pm}$ (ponto de murcha) então E_a = 0 porque nesta condição as vegetação não é capaz de extrair água do

solo, e se $\psi(\theta) = \psi_{cc}$ (capacidade de campo) então $E_a = E_p$ (considera-se que o solo está saturado nesta condição de umidade), com E_p medido em tanque classe A.

Infiltração: Os parâmetros da função de infiltração foram determinados com base em dados de campo obtidos com anéis concêntricos (Cadier e Freitas, 1982; Cadier et al., 1983). A Figura 2 mostra que os valores f_o = 120 mm/h (obtido por extrapolação), f_c = 30 mm/h e k = $2h^{-1}$ ajustaram-se bem as capacidades de infiltração medidas.

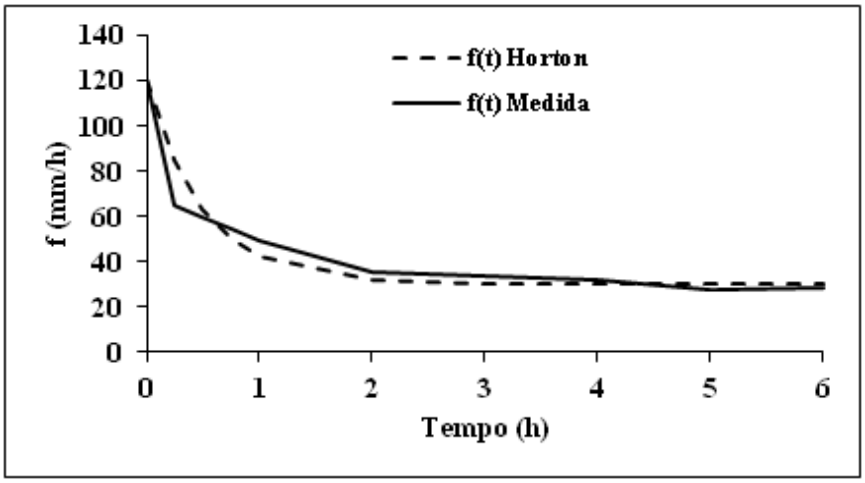


Figura 2.- Curva de capacidade de infiltração ajustada.

Potencial matricial: O potencial matricial resume-se no cálculo de $\psi(\theta)$ com a equação [3], e $K(\theta)$ com a equação [9] e K_s com a equação [10]. Os parâmetros A e B da equação [3] foram obtidos com base nos percentuais de areia e argila das camadas de solo, 50,2 e 15.77% (camada A) e 50.2 e 32.5% (camadas B e C), tendo-se obtido os valores 0,02126 e 0,0006738 kPa (coeficiente A) e -5,077 e -8,338 (expoente B). Os parâmetros m e n da equação [9] calculados por m = (B+1)/B = 0,8 e 0,88 e n = 1/(1-m) = 5,0 e 8,33. O fator de distribuição w na equação [9] foi variado na faixa de 0,0 (só Burdini/Brooks e Corey) a 1,0 (só Mualem/van Genuchten), com valor calibrado de w = 0,7 a partir do ajuste da vazão máxima. Fez-se $\psi(\theta)$ = 33,3 e 1500 kPa na equação [3] para cálculo das umidades saturadas, θ_s (0,4081 e 0,3908 m^3/m^3, valores obtidos com fator de aprisionamento de ar 0,91 e 0,8) e iniciais, θ_i (0,1109 e 0,1829 m^3/m^3). As umidades residuais θ_r (0,042 e 0,059 m^3/m^3) foram calculadas com a equação [13] e K_s = 21,8 e 17,7 mm/h com a equação [10]. Vê-se $K(\theta)$, $\psi(\theta)$, $\theta(z,t)$ e $\theta(t,z)$ nas Figuras 3 e 4 e Figuras 5 e 6, com as umidades obtidas do MOSEE.

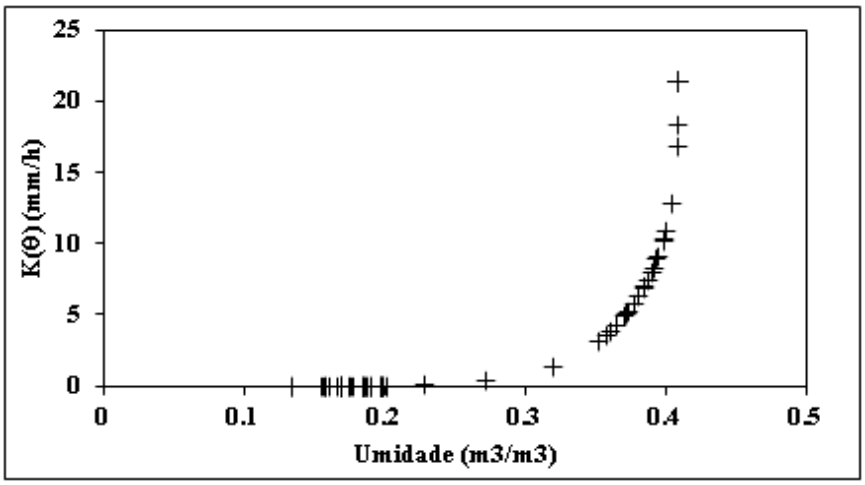


Figura 3.- Condutividade hidráulica não saturada $K(\theta)$ (evento 126).

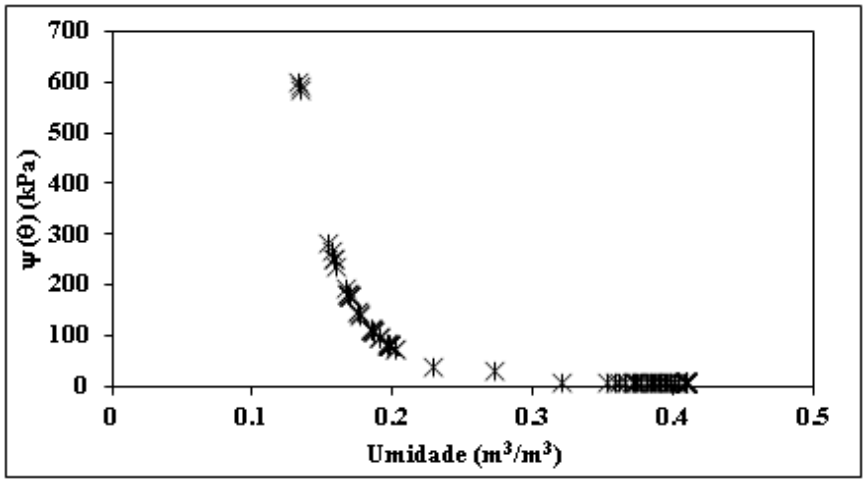


Figura 4.- Tensão do solo ψ (θ) (evento 126).

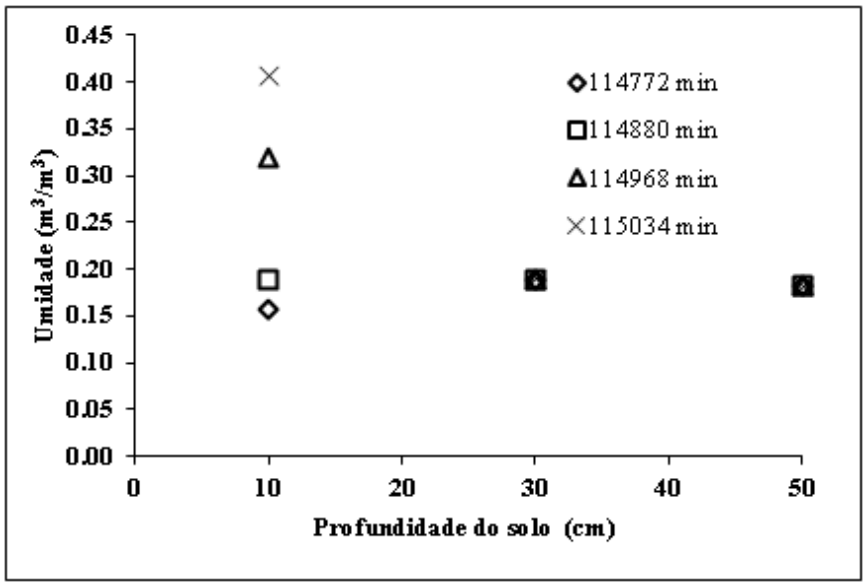


Figura 5.- Variação espaço-temporal da umidade no perfil do solo θ(z,t) (evento 126).

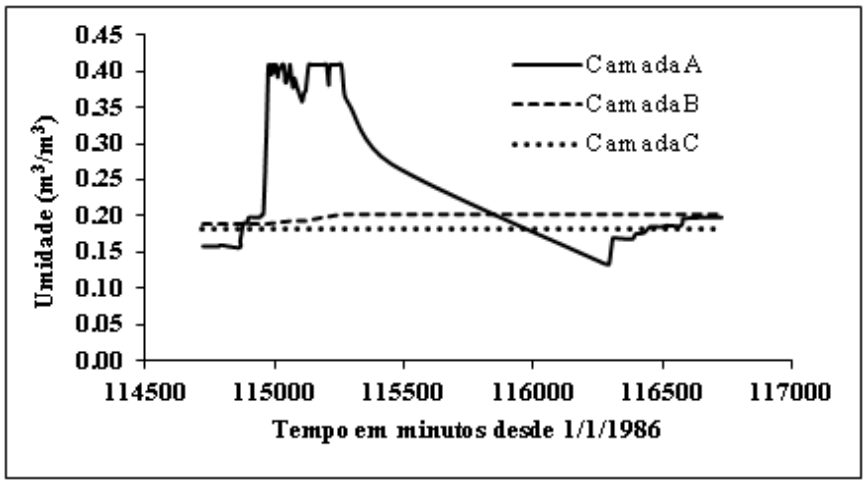


Figura 6.- Variação temporal e espacial da umidade do solo θ(t,z) (evento 126).

Escoamento: Para a modelagem do escoamento (equação [14]) desconsiderou-se Q_b por não haver lençol na área de estudo, t_t = 0,19 min, $t_c = 0{,}0078L^{0{,}77}/S^{0{,}385}$ = 0,2512 min (Kirpich, 1940), C_p = 0,7563, canal retangular C_w=0,5 m e coeficiente de rugosidade de Manning n_M=0,028 $s.m^{-1/3}$. A Figura 7 mostra a simulação hidrológica do evento 126 (maior evento observado em 1986 com dados da distribuição temporal do escoamento). A Figura 8 mostra os hidrogramas do evento 126 da sub-bacia 1 (nascente) até a sub-bacia 20 (exutório).

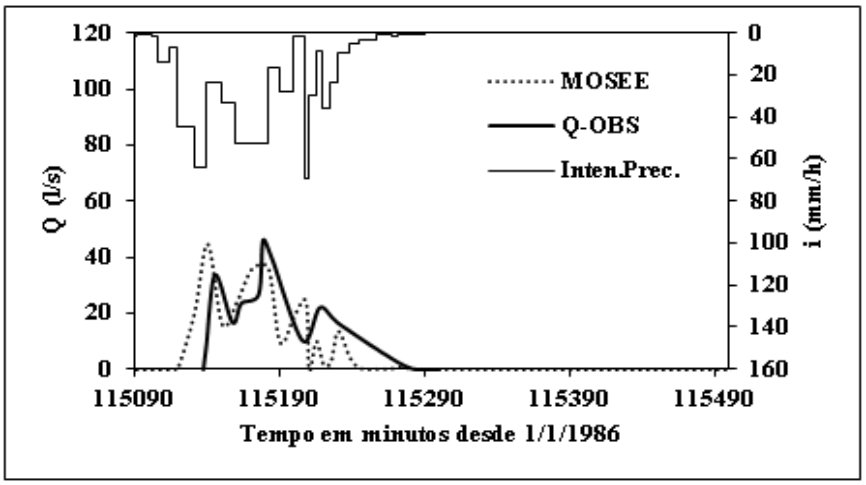


Figura 7.- Chuvas e Escoamentos Simulado e Observado (evento 126).

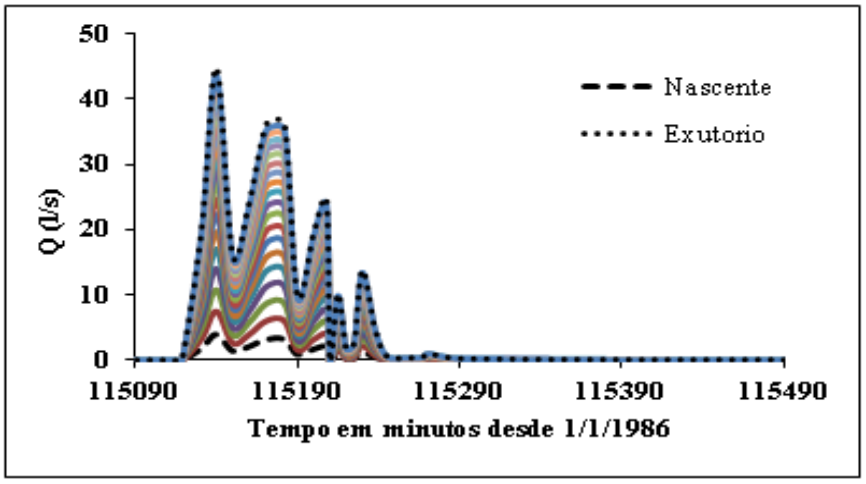


Figura 8.- Hidrogramas das sub-bacias 1 (nascente) a 20 (exutório) - evento 126.

DISCUSSÃO CONCLUSIVA

Os resultados do ajustamento do escoamento com os dados da modelagem mostraram, conforme pode ser visto na Figura 7, uma boa representação da vazão máxima observada (modelo: 44,90 l/s; observado: 45,97 l/s) que foi o critério utilizado para avaliar a qualidade do resultado da modelagem empregada. A variação do parâmetro de distribuição (w) na metodologia sugerida por Valiantzas (2011) na faixa de valores testados (de 0,0 a 1,0) não alterou a vazão máxima simulada, mas resultou em ligeira sensibilidade nas lâminas dos escoamentos (obtidas da integração dos hidrogramas), variando de 28,95 mm a 32,52 mm, todas superestimando o medido (observado: 28,41 mm; modelo: 29,36 mm). Nota-se que a o escoamento é por excesso de intensidade de chuva sobre a capacidade de infiltração ($i>f$) e/ou excesso de umidade sobre a saturação ($\theta>\theta_s$), com pequena contribuição da camada B e nenhuma da camada C (Figuras 5 e 6). Os hidrogramas do trecho 1 ao trecho 20 (Figura 8) mostram que embora a área da bacia seja pequena ocorre variação de armazenamento uma vez que a vazão no trecho 20 não é a soma das vazões a montante.

Desta pesquisa pode-se concluir que: os escoamentos simulados são Hortonianos, com armazenamento ao longo do deslocamento, pequenas contribuições subsuperficiais, comparam bem com os observados, os picos não foram sensíveis às metodologias do potencial matricial, embora tenham afetado ligeiramente as lâminas integradas dos escoamentos.

REFERÊNCIAS

Brooks, R. H. and Corey, A. T. (1964). "Hydraulic properties of porous media." *Hydrology Paper* No. 3, Colorado State Univ., Fort Collins, CO.

Burdine, N. T. (1953). "Relative permeability calculation from pore-size distribution data." *Trans. of Am. Inst. Min.,* Metall. Pet. Eng.*,* 198, 71–77.

Cadier, E. e Freitas, B. J. (1982). *Bacia Experimental de Sumé: Primeira Estimativa dos Recursos de Água*. SUDENE. 195p, Recife-PE, Brasil.

Cadier, E., Freitas, B. J., e Leprun, J. C. (1983). *Bacia Experimental de Sumé - Instalação e Primeiros Resultados*. Série Hidrologia No. 16, SUDENE, Recife, Pe, Brazil.

Campbell, G. S. (1985). "Physical Properties of Soil". In Campbell, G. S. *Soils Physics with Basic. Transport Models for Soil-Plant Systems*. Elsevier, New York.

Feddes, R. A., Kowalik, P., Neuman, S. P. & Bresler, E. (1976). "Finite difference and finite element simulation of field water uptake by plants". *Hydrol. Sci. Bull*. 21, 81–98.

Figueiredo, E. F & Parsons, A. J. (2010). "Incorporating pedotransfer functions into the MOSEE model to simulate runoff and soil erosion". *IAHS Publ. 337,* 2010. pp 353-360.

Figueiredo, E. F., Souto, C. C. R. A. & Vieira, Z. C. (2014). "Investigating transport capacity equations in sediment yield modelling for the cariri semiarid region of Paraiba-PB/Brazil". *IAHS Publ., 367.* pp 374-381.

Figueiredo, E. F. & Ota, J. J. (2017). "Modelagem hidrossedimentológica de uma microbacia vegetada no cariri paraibano". *II Congresso Internacional de Hidrossedimentologia*. Foz do Iguaçu.

Green, W. H., and G. A. Ampt. (1911). "Studies on soil physics, part I, the flow of air and water through soils", *J. Agric. Sci.,* vol. 4, no. 1, pp. 1-24, 1911.

Horton, R. E. (1933). "The Role of Infiltration in the Hydrologic Cycle". *Trans. of Am. Geophys. Union* **14**: 446–460.

Jetten, V. G. (1996). "Interception of Tropical Rain Forest: Performance of a Canopy Water Balance Model. *Hydrological Processes*, Vol. 10, 671-685.

Kirpich, Z. P. (1940). "Time of concentration of small agricultural watershed". *ASCE,* 10(6).

Lopes, W. T. A. (2003). "Efeitos de Escala na modelagem hidrossedimentológica na região semi-árida da Paraíba". *Dissertação de Mestrado*, Dept.Eng.Civil/UFCG, Grande, PB, Brazil.

McCuen, R. H. (1982). *A Guide to Hydrologic Analysis Using SCS Methods*. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, USA.

Medeiros, P. H. A., Araújo, J. C. e Bronstert, A. (2009). "Interception Measurements and Assessment of Gash Model Performance for a Tropical Semi-arid Region". *Rev. Ciên. Agr.* 40(2).

Mualem, Y. (1976). "A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media". *Water Res. Res.*, 12, 513-522.

Richards, L. A. (1931). "Capillary conduction of liquids through porous médiums". *Physics* **1**, 318–333.

Saxton, K. E., Rawls, W. J., Rosemberger, J. S. & Papendick, R. I. (1986). "Estimating generalized soil-water characteristics from texture". *Soil Sci. Soc. Am. J.* **50**, 1031–1036.

USDA (1987). *USDA Textural Classification. Study Guide*. Soil Cons. Service, USDA 1987.

Valiantzas, J. D. (2011). "Combined Brooks-Corey/Burdine and van Genuchten/Mualem Closed-Form Model for Improving Prediction of Unsaturated Conductivity". *J. Irrig. Drain Eng.,* 2011, 137(4): 223-233.

Van Genuchten, M. Th. (1980). "A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils". *Reprinted from the Soil Science Society of America*, Vol. 44 No. 5, pp 892-898.

IAHR AIIH
XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBREDE 2018

HIDROGRAMA DE DESCARGA DE UNA PRESA CALCULADO CON UNA DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD CONJUNTA DE GASTO MÁXIMO Y VOLUMEN

Fuentes Mariles Óscar Arturo[1], Arganis Juárez Maritza Liliana[2], Copca Maya Eduardo Omar[3], Hernández Arumir Raúl Daniel[4]

Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Tel, 55-56233600, México,
[1]OFuentesM@iingen.unam.mx, [2] MArganisJ@iingen.unam.mx, [3]ECopcaM@iingen.unam.mx,
[4]RHernandezA@iingen.unam.mx

RESUMEN:

Para revisar la elevación del Nivel de Aguas Máximas extraordinarias y la descarga máxima por elvertedor de excedencias de lapresa Angostura, Sonora, México, se obtuvo una nueva version del hidrograma de diseño para la presa. Se utilizaron datos recientes de caudales de ingreso para disponer de una muestra más amplia y confiable. Además, se toma en cuenta en el cálculo a cuatro métodos donde se manejan como variables independientes tanto al gasto máximo y al volumen de la avenida.

Uno de los métodos, es el del Instituto de Ingeniería que define la forma al hidrograma de diseño y los valores de gasto de pico y volumen calculados con un método probabilístico de una variable, dos se basan en una distribución de probabilidad con dos variables independientes. En el cuarto se realiza una tranformación a una distribución de probabilidad normal bidimesional, dado que para esta distribución existe una ecuación explícita para su empleo.

ABSTRACT:

A new version of the design hydrograph was obtained for the Angostura dam, Sonora, Mexico . It was revised the elevation of the level of extraordinary maximum waters and the maximum discharge by the discharge of exceedances. We used recent data of income flows to have a larger and more confinable sample. In addition, four methods are taken into account in the calculation where the maximum expenditure and the volume of the avenue flow as independent variables.
One of the methods is that of the Institute of Engineering that defines the shape of the design hydrograph and the peak and volume were calculated using the probabilistic method of one variable, two are based on a probability distribution with two independent variables. In the fourth, there is a transformation to a bidimensional normal probability distribution, since for this distribution there is an explicit equation for its use.

PALABRAS CLAVE:

Hidrogramas de diseño, Método de cálculo de avenidas del Instituto de Ingeniería, Distribuciones de probabilidad bivariadas.

INTRODUCCIÓN

Las avenidas se caracterizan principalmente por el gasto de pico volumen y duración (tiempo base). El análisis de frecuencia de las avenidas es necesario para el diseño de puentes, alcantarillas, canales; diques, vertedores y otras estructuras de control, así como para la planificación, operación o gestión de los recursos (ASCE 1996).

En los estudios de gestión de riesgo por inundaciones pluviales, es fundamental contar con hidrogramas asociados a diferentes periodos de retorno para revisar la capacidad de conducción de los ríos y obtener los posibles gastos de desbordamiento que provoquen el anegamiento de zonas con viviendas, campos agrícolas, interrupción del paso por carreteras, entre otros.

La avenida de un periodo de retorno específico tiene asociados varios valores de gasto de pico, volumen y duración.Para revisar o determinar la capacidad del vertedor de excedencias de una presa grande, es fundamental contar con las avenidas de ingreso a su embalse para un periodo de retorno del orden de 10,000 años. Por esta razón para revisar la capacidad de descarga del vertedor de excedencias o para obtener la elevación más alta en el vaso de una presa grande se requiere llevar a cabo varios cálculos de tránsito de avenidas por el vaso para cada uno de los hidrogramas del periodo de retorno requerido. Por lo que, para cada pareja gasto pico y volumen, habrá un gasto máximo en el hidrograma de descarga.

Con los valores de la pareja gasto máximo y volumen del hidrograma de entrada y el gasto máximo de descarga es posible obtener gráficas como al mostrada en la figura 1 (Jiménez, 2000).

En la figura 1 se muestran líneas con igual valor del gasto máximo del hidrograma de descarga en función del gasto de máximo y volumen de hidrograma de entrada.

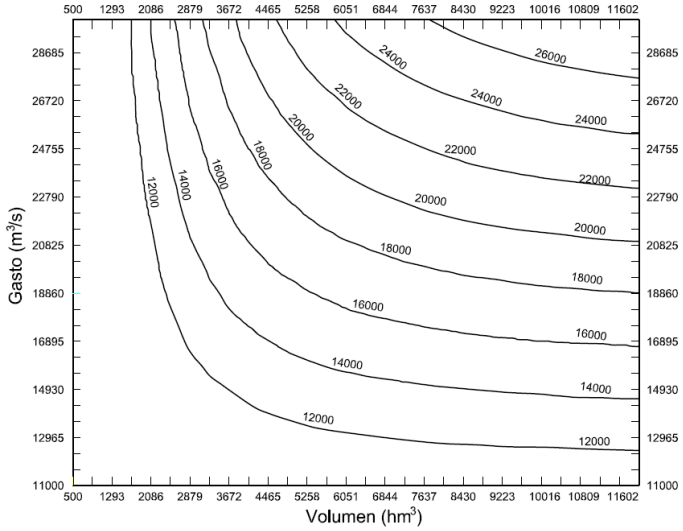


Figura 1.- Curvas de igual gasto de descarga en un sistema de referencia de volumen y gasto de pico.

Finalmente, como resultado de los tránsitos de avenida se tendrá hidrogramas de egreso del vaso que tiene el gasto máximo de descarga y que originó la máxima elevación del agua en la presa.

En lo anterior, se ha supuesto que la duración es constante y, suficientemente grande, lo que se justificara más adelante. Por lo tanto, solo se analizará al gasto de pico y al volumen.

La revisión periódica de las avenidas que sirvieron para el diseño de obras es fundamental para contar con probabilidad de riesgos para evitar daños ante la posibilidad de que sean mayores a las previstas.La mayor longitud de los registros de caudales permite rehacer los análisis hidrológicos de

una manera más confiable. Además de los cambios de distinta naturaleza en la cuenca donde se encuentran las obras, que generalmente inducen cambios en los caudales que no se había previsto. Así como, las modificaciones en las avenidas también requieren de cambios en las políticas de operación.

OBJETIVO

En este trabajo se encuentra el hidrograma de diseño asociado a un periodo de retorno de 10000 años a partir de un conjunto de hidrogramas, donde cada uno de ellos tiene un gasto máximo ligado a un volumen por medio de tres procedimientos de cálculo; dos basados en una distribución de probabilidad bivariada y el otro, en el método del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (IIUNAM).

MÉTODOS BIVARIADOS

En los estudios de ingeniería de diseño, revisión, operación de los mencionados en el apartado "Introducción" se requiere de procedimientos específicos que consideren a más de una variable aleatoria; tal es el caso de los análisis de la descarga de las obras de excedencia y de la capacidad del embalse de la presas, ya que necesita tomar en cuenta por lo menos, tanto al gasto de pico como el volumen de las avenidas de ingreso en el mismo. Se plantean a continuación dos técnicas distintas para realizar dichos análisis.

FUNCIONES DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD MULTIVARIADAS

En el pasado, los análisis de frecuencias de las avenidas contenían una sola variable (gasto de pico o volumen). Sin embargo, eran insuficientes y limitados.Los estudios hidrológicos recientes consideran distribuciones de probabilidad de las avenidas con más de dos o más variables aleatorias (gasto de pico, volumen y duración) con cierta correlación entre ellas. Para saber que tanto tienden a estar asociados valores grandes de una de las variables aleatorias con los valores grandes de la otra, y que tanto también lo hacen los valores pequeños de una con valores pequeños de la otra se utilizan las medidas de correlación y concordancia.

Una herramienta sencilla y útil para la construcción de distribuciones multivariadas dependientes a partir de funciones de probabilidad de una variable (marginales) son las cópulas (Sklar, 1959) . Con las cópulas se obtienen distribuciones de probabilidad multivariadas a partir de sus funciones univariadas (Nelsen, 2005) con cierta medida de la relación entre ellas. Por ejemplo, a cada par de variables aleatorias reales se asocia a cada una ellas una función de probabilidad de una variable y a partir de estas funciones, se obtiene la función bivariada.

Una familia de cópulas que permite este modelado a través de una sola función univariada es la Arquimediana (Genest y Rivest 1993).

A partir de una medida de la dependencia entre dos variables es posible se estimar el parámetro de algunas clases de cópulas. La medida de dependencia más utilizada es el coeficiente de correlación de Pearson que considera la dependencia lineal y no se modifica para transformaciones crecientes de las variables. Otras medidas de esta clase son los coeficientes de correlación conocidos, como el tau de Kendall y la rho de Spearman, que se basan en los conceptos de concordancia y discordancia.

En la tabla 1 se incluyen varias familias de cópulas y ecuaciones de dependencia para su parámetro.

Tabla 1. -Expresiones Matemáticas de Cópulas Arquimedianas y ecuaciones de dependencia para su parámetro

Cópula Clayton
$C(u,v) = \left(u^{-\theta} + v^{-\theta} - 1\right)^{-\frac{1}{\theta}}$
$\tau = \theta/(\theta+2)$
Cópula Frank
$C(u,v) = \frac{1}{\theta} ln\left[1 + \frac{(exp(-\theta u) - 1)(exp(-\theta v) - 1)}{exp(-\theta) - 1}\right]$
$\tau = -\frac{4}{\theta}[D(-\theta) - 1]$
Cópula Gumbel – Hougaard
$C(u,v) = exp\left[-\{(-lnu)^{\theta} + (-lnv)^{\theta}\}\right]^{\frac{1}{\theta}}$
$\lvert\tau\rvert = 1 - \theta^{-1}$
Función Gumbel bivariada
$F(u,v) = exp\left[-\{(-lnF(u))^{\theta} + (-lnF(v))^{\theta}\}\right]^{\frac{1}{\theta}}$
$\theta = -1/\sqrt{1-\rho}$
Donde θ es el parámetro de la cópula, D es la función de primer orden de Debye, τ es el coeficiente de concordancia de Kendall y ρ es el coeficiente de correlación de Pearson

Para análisis hidrológicos se recomienda la familia de cópula Gumbel-Hougaard.

La cópula bidimensional de Gumbel-Hougaard puede ser expresada como:

$$C = exp\left[-\{(-lnu)^{\theta} + (-lnv)^{\theta}\}\right]^{\frac{1}{\theta}} \quad [1]$$

La función de densidad de la cópula está dada como:

$$c = \frac{\partial^2 C}{\partial u \partial v} \quad [2]$$

De modo que si

$$C = \exp\left(-w^{\frac{1}{\theta}}\right) \quad [3]$$

La función de densidad es:

$$c = \frac{(ln\ u\ ln\ v)^{\theta-1}}{u\ v} \exp\left(-w^{\frac{1}{\theta}}\right)[w^{\frac{2}{\theta}-2} + (\theta-1)w^{\frac{1}{\theta}-2}] \quad [4]$$

Con

$$w = (-ln\ u)^{\theta} + (-ln\ v)^{\theta} \quad [5]$$

Genest el al. (1995) proponen estimar el parámetro θ con un método semiparamétrico que consiste en estos pasos:

a) Sea la muestra aleatoria u, v que tiene la distribución multivariada

$$F(u,v) = C\left(F_u(u), F_v(v)\right) \quad [6]$$

donde $F_u(u)$ y $F_u(v)$son las distribuciones de probabilidad marginales de las variables aleatorias u, v respectivamente.

b) La función de verosimilitud $V(\theta)$de la función cópula C se expresa como

$$V(\theta) = \prod_{k=1}^{k=n} c(F_u(u_k), F_v(v_k)) \quad [7]$$

Siendo c la función de densidad de la cópula C; $u_k.v_k$ son las k-ésimas variables aleatorias u, v. Las funciones marginales suelen multiplicarse por $n/(n+1)$ para evitarquede tiendan cero (Genest et al. 1995).

c) Se obtiene el parámetro θ de la cópula que hace máxima a la función de verosimilitud $V(\theta)$.

Cabe señalar que para cópula no importa que las distribuciones marginales tengan el mismo número de parámetros.

MÉTODO QUE RELACIONA EL GASTO Y VOLUMEN DE HIDROGRAMAS DEL INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

El método del Instituto de Ingeniería, UNAM (Vázquez, 1995, Domínguez y Arganis, 2012) permite obtener avenidas de distinto periodo de retorno con base en un registro histórico de gastos medios diarios de varios años. Los pasos de este método son los siguientes:

a) Se elige la duración máxima que tendrán los hidrogramas; corresponde a n días consecutivos
b) A partir de ese registro se determinan los gastos promedio más grandes de cada año para 2, 3,…, n días consecutivos.
c) Se forman n conjuntos de gastos promedio máximos anuales. El conjunto i se forma con los gastos promedio de i días de duración consecutivos más grande de cada año de registro.
d) Se ajustan los parámetros de n distribuciones de probabilidad con los valores contenidos en cada conjunto i.
e) Se obtienen los gastos promedio máximos para cada conjunto i para el periodo de retorno k.
f) Se calculan n gastos máximos diarios para el periodo de retorno k al restar al gasto promedio máximo de j días el gasto promedio máximo de j-1 días. Este proceso empieza con en n conjunto y termina con el conjunto de 2 días.
g) Los gastos máximos diarios se acomodan colocando en el centro al gasto máximo diario de un día poniendo el gasto máximo diario encontrado con el promedio de dos días a su derecha y a su izquierda el gasto máximo diario estimado con el promedio de tres días; el procedimiento se sigue aplicando hasta concluir con el gasto máximo diario determinado con el promedio de n días.

El método del Instituto de Ingeniería logra preservar la forma de las avenidas históricas.

APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS DE CÁLCULO A UN CASO REAL

Para mostrar la aplicación de los métodos y el tipo de resultados obtenidos se presenta su empleo al caso de la Presa La Angostura que es de gran capacidad de almacenamiento en México.

Se presenta la determinación de la avenida de 10,000 años que sirvió para revisar el diseño del vertedor de excedencias la presa Lázaro Cárdenas (Angostura), localizada en el estado de Sonora, México (Figura 2).

El registro histórico fue revisado y extendido con información sobre mediciones de caudales que lleva a cabo la Comisión Nacional del Agua. Por lo que se cuenta con un periodo con datos de caudales medios diarios de 60 años.
Por las características de las avenidas en la cuenca donde se encuentra la presa en estudio, se encontró que el tiempo base de los hidrogramas es de 40 días.

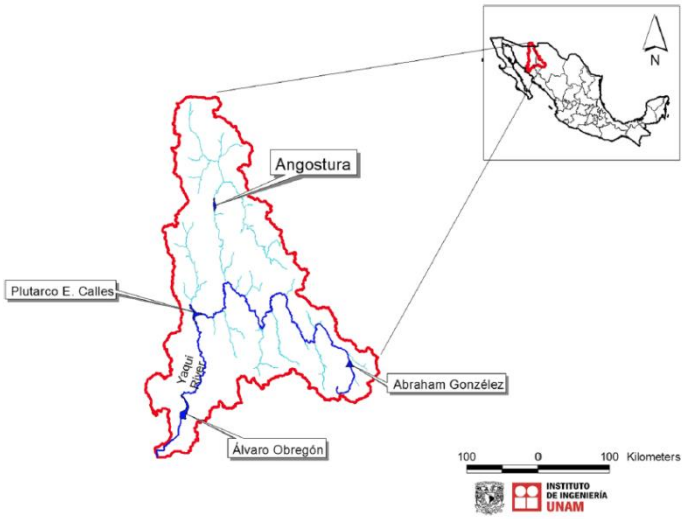


Figura 2.- Ubicación de la presa Angostura en el río Yaqui, Sonora, México.

En la tabla 2 se consignan en $m^3/s/día$ y en hm^3 los volúmenes y los gastos en m^3/s que se obtuvieron a partir del registro histórico de gastos medios diario en el sitio de la presa Angostura.

APLICACIÓN DEL MÉTODO BASADO EN FUNCIONES DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD BIVARIADAS

Con los datos de volumen ($m^3/s/día$) y de gasto de la tabla 2 se ajustaron varias distribuciones de probabilidad con el programa AX (Jiménez, 1996) para obtener las funciones de distribución marginales. Para ambos conjuntos resultó que la función lognormal de dos parámetros era la que tenía el menor error de ajuste.

La función de densidad de probabilidad lognormal está dada como

$$f(x) = \frac{1}{x\sigma_L\sqrt{2\pi}} e^{-(\ln(x-\delta)-\mu_L)/2\sigma_L^2} \quad [8]$$

Para $x - \delta > 0$ donde μ_L,σ_L, δ son parámetros.

Los parámetros encontrados con el ajuste se incluyen en la tabla 3

Tabla 3.-Parámetros de las distribuciones lognormal de los volúmenes y de los gastos

Parámetros Lognormal	Volumen m3/s/dia	Gasto m3/s
μ_L	7.7857	5.8582
σ_L	0.5997	0.7568
δ	0	0

En la tabla 5 se consignan los valores de la función de densidad de la cópula Gumbel-Hougaard bidimensional obtenida con la ecuación 4 para el valor de θ igual a 1.868 con el que se obtuvo el máximo valor de la función de verosimilitud (343436358.290).

Con los datos de la tabla 2 se formó la tabla 6 para calcular lo correlación de Kendall con la ecuación 9.

$$\tau = \frac{2\,S}{\sqrt{n(n-1)-E_V}\sqrt{n(n-1)-E_Q}} \quad [9]$$

Encontrando que τ es igual a -0.5045 por lo que θ es igual a 2.0182

Por otra parte, como se encontró que los gastos y volúmenes tienen distribución lognormal, estas dos variables se transformaron a variables normales para utilizar la distribución de probabilidad Normal bidimensional y tener otra opción de cálculo del gasto y volumen para el periodo de retronó de 10,000 años. En la tabla 7 aparecen los valores de estas variables normalizados estándar y en la figura 3 se muestra la recta de ajuste a estos valores.

Tabla 2.-Volúmenes y los gastos de pico para la duración de 40 días.

año	Volumen m3/s/dia	Volumen hm3	Gasto m3/s
1942	1689.721	145.992	472.317
1943	3149.712	272.135	347.857
1944	1824.944	157.675	254.921
1945	1794.946	155.083	227.306
1946	1390.116	120.106	186.75
1947	1269.085	109.649	63.491
1948	7928.172	684.994	564.343
1949	9348.938	807.748	1312.088
1950	2387.499	206.280	444.503
1951	1481.671	128.016	540.874
1952	1834.787	158.526	431.345
1953	1951.847	168.640	836.904
1954	2307.067	199.331	360.966
1955	4868.336	420.624	407.346
1956	594.386	51.355	93.605
1957	2467.711	213.210	361.642
1958	3737.172	322.892	668.225
1959	4393.805	379.625	310.041
1960	3664.747	316.634	1106.095
1961	2453.052	211.944	149.599
1962	2500.775	216.067	702.466
1963	2818.789	243.543	130.562
1964	3257.948	281.487	349.554
1965	3588.867	310.078	889.874
1966	4035.547	348.671	369.291
1967	7517.564	649.518	1284.023
1968	5024.558	434.122	582.353
1969	1338.662	115.660	261.518
1970	1814.986	156.815	250.308
1971	1591.034	137.465	147.371
1972	2302.257	198.915	279.318
1973	4290.575	370.706	653.278
1974	1326.383	114.599	154.917
1975	1387.309	119.863	169.135
1976	2118.042	182.999	157.064
1977	2394.099	206.850	520.494
1978	7373.876	637.103	967.417
1979	6453.463	557.579	665.607
1980	879.416	75.982	100.506
1981	2607.505	225.288	282.278
1982	2435.448	210.423	713.799
1983	4827.52	417.098	566.386
1984	6593.955	569.718	748.648
1985	2741.927	236.902	461.083
1986	2929.443	253.104	278.988
1992	263.598	22.775	429.281
1993	1514.978	130.894	311.249
1994	2730.069	235.878	359.71
1995	4145.378	358.161	1764.687
1996	994.182	85.897	94.812
1997	1727.548	149.260	375.344
1998	1916.486	165.584	203.141
1999	2689.717	232.392	489.632
2000	1938.503	167.487	239.769
2001	1917.375	165.661	213.763
2002	1301.049	112.411	157.641
2003	399.984	34.559	54.369
2004	3593.11	310.445	635.686
2005	4421.55	382.022	1072.12
2006	2874.78	248.381	190.775

Tabla 4.- Volúmenes y los gastos de pico para la duraciónn de 40 días Ordenados según el gasto.

	Ordenados según el gasto			
	año	Volumen m3/s/dia	Volumen hm3	Gasto m3/s
1	1995	4145.378	358.161	1764.687
2	1949	9348.938	807.748	1312.088
3	1967	7517.564	649.518	1284.023
4	1960	3664.747	316.634	1106.095
5	2005	4421.55	382.022	1072.12
6	1978	7373.876	637.103	967.417
7	1965	3588.867	310.078	889.874
8	1953	1951.847	168.640	836.904
9	1984	6593.955	569.718	748.648
10	1982	2435.448	210.423	713.799
11	1962	2500.775	216.067	702.466
12	1958	3737.172	322.892	668.225
13	1979	6453.463	557.579	665.607
14	1973	4290.575	370.706	653.278
15	2004	3593.11	310.445	635.686
16	1968	5024.558	434.122	582.353
17	1983	4827.52	417.098	566.386
18	1948	7928.172	684.994	564.343
19	1951	1481.671	128.016	540.874
20	1977	2394.099	206.850	520.494
21	1999	2689.717	232.392	489.632
22	1942	1689.721	145.992	472.317
23	1985	2741.927	236.902	461.083
24	1950	2387.499	206.280	444.503
25	1952	1834.787	158.526	431.345
26	1992	263.598	22.775	429.281
27	1955	4868.336	420.624	407.346
28	1997	1727.548	149.260	375.344
29	1966	4035.547	348.671	369.291
30	1957	2467.711	213.210	361.642
31	1954	2307.067	199.331	360.966
32	1994	2730.069	235.878	359.71
33	1964	3257.948	281.487	349.554
34	1943	3149.712	272.135	347.857
35	1993	1514.978	130.894	311.249
36	1959	4393.805	379.625	310.041
37	1981	2607.505	225.288	282.278
38	1972	2302.257	198.915	279.318
39	1986	2929.443	253.104	278.988
40	1969	1338.662	115.660	261.518
41	1944	1824.944	157.675	254.921
42	1970	1814.986	156.815	250.308
43	2000	1938.503	167.487	239.769
44	1945	1794.946	155.083	227.306
45	2001	1917.375	165.661	213.763
46	1998	1916.486	165.584	203.141
47	2006	2874.78	248.381	190.775
48	1946	1390.116	120.106	186.75
49	1975	1387.309	119.863	169.135
50	2002	1301.049	112.411	157.641
51	1976	2118.042	182.999	157.064
52	1974	1326.383	114.599	154.917
53	1961	2453.052	211.944	149.599
54	1971	1591.034	137.465	147.371
55	1963	2818.789	243.543	130.562
56	1980	879.416	75.982	100.506
57	1996	994.182	85.897	94.812
58	1956	594.386	51.355	93.605
59	1947	1269.085	109.649	63.491
60	2003	399.984	34.559	54.369

Tabla 5.- Valor máximo de la función de verosimulitud de la cópula Gumbel-Hougaard

V Volumen m3/s/dia	Q Gasto m3/s	F(Q)	F(V)	Función de densidad c(Q,V)
4145.378	1764.687	0.984	0.818	0.606
9348.938	1312.088	0.960	0.988	6.601
7517.564	1284.023	0.957	0.971	8.568
3664.747	1106.095	0.936	0.759	1.162
4421.550	1072.120	0.930	0.845	2.406
7373.876	967.417	0.910	0.969	3.419
3588.867	889.874	0.891	0.748	1.569
1951.847	836.904	0.875	0.364	0.352
6593.955	748.648	0.842	0.954	1.834
2435.448	713.799	0.827	0.508	0.795
2500.775	702.466	0.821	0.526	0.868
3737.172	668.225	0.803	0.769	2.053
6453.463	665.607	0.802	0.950	1.333
4290.575	653.278	0.795	0.833	2.238
3593.110	635.686	0.785	0.748	1.943
5024.558	582.353	0.749	0.890	1.592
4827.520	566.386	0.738	0.877	1.595
7928.172	564.343	0.736	0.977	0.419
1481.671	540.874	0.717	0.209	0.508
2394.099	520.494	0.700	0.497	1.190
2689.717	489.632	0.671	0.574	1.453
1689.721	472.317	0.654	0.278	0.789
2741.927	461.083	0.642	0.586	1.501
2387.499	444.503	0.624	0.495	1.345
1834.787	431.345	0.609	0.326	1.009
263.598	429.281	0.606	0.000	0.142
4868.336	407.346	0.579	0.880	0.755
1727.548	375.344	0.537	0.290	1.111
4035.547	369.291	0.528	0.806	0.939
2467.711	361.642	0.517	0.517	1.441
2307.067	360.966	0.516	0.472	1.419
2730.069	359.710	0.514	0.583	1.424
3257.948	349.554	0.499	0.693	1.214
3149.712	347.857	0.497	0.673	1.255
1514.978	311.249	0.438	0.220	1.217
4393.805	310.041	0.436	0.842	0.568
2607.505	282.278	0.388	0.553	1.263
2302.257	279.318	0.383	0.471	1.382
2929.443	278.988	0.382	0.629	1.085
1338.662	261.518	0.350	0.164	1.359
1824.944	254.921	0.338	0.322	1.488
1814.986	250.308	0.329	0.319	1.495
1938.503	239.769	0.308	0.359	1.469
1794.946	227.306	0.284	0.313	1.523
1917.375	213.763	0.257	0.353	1.460
1916.486	203.141	0.236	0.352	1.445
2874.780	190.775	0.211	0.617	0.742
1390.116	186.750	0.203	0.180	1.772
1387.309	169.135	0.168	0.179	1.846
1301.049	157.641	0.146	0.153	1.968
2118.042	157.064	0.145	0.416	1.120
1326.383	154.917	0.141	0.160	1.956
2453.052	149.599	0.131	0.513	0.815
1591.034	147.371	0.126	0.245	1.659
2818.789	130.562	0.096	0.604	0.526
879.416	100.506	0.050	0.047	3.343
994.182	94.812	0.042	0.070	3.061
594.386	93.605	0.041	0.010	4.557
1269.085	63.491	0.012	0.143	2.067
399.984	54.369	0.007	0.001	12.594
Theta=1.868		Verosimilitud máxima:		343,436,358.3

Tabla 6.-Cálculo de la correlación de Kendall

Volumen m3/s/d'ia	Gasto m3/s	Concordancia	Discordancia	Diferencia
4145.378	1764.687	12	47	-35
9348.938	1312.088	0	58	-58
7517.564	1284.023	1	56	-55
3664.747	1106.095	12	44	-32
4421.55	1072.12	7	48	-41
7373.876	967.417	1	53	-52
3588.867	889.874	11	42	-31
1951.847	836.904	29	23	6
6593.955	748.648	1	50	-49
2435.448	713.799	22	28	-6
2500.775	702.466	19	30	-11
3737.172	668.225	8	40	-32
6453.463	665.607	1	46	-45
4290.575	653.278	5	41	-36
3593.11	635.686	6	39	-33
5024.558	582.353	1	43	-42
4827.52	566.386	2	41	-39
7928.172	564.343	0	42	-42
1481.671	540.874	30	11	19
2394.099	520.494	14	26	-12
2689.717	489.632	10	29	-19
1689.721	472.317	25	13	12
2741.927	461.083	8	29	-21
2387.499	444.503	12	24	-12
1834.787	431.345	18	17	1
263.598	429.281	34	0	34
4868.336	407.346	0	0	0
1727.548	375.344	0	0	0
4035.547	369.291	1	30	-29
2467.711	361.642	8	22	-14
2307.067	360.966	9	20	-11
2730.069	359.71	6	22	-16
3257.948	349.554	1	26	-25
3149.712	347.857	1	25	-24
1514.978	311.249	15	10	5
4393.805	310.041	0	24	-24
2607.505	282.278	3	20	-17
2302.257	279.318	4	18	-14
2929.443	278.988	0	21	-21
1338.662	261.518	13	7	6
1824.944	254.921	7	12	-5
1814.986	250.308	7	11	-4
1938.503	239.769	4	13	-9
1794.946	227.306	6	10	-4
1917.375	213.763	4	11	-7
1916.486	203.141	4	10	-6
2874.78	190.775	0	13	-13
1390.116	186.75	4	8	-4
1387.309	169.135	4	7	-3
1301.049	157.641	5	5	0
2118.042	157.064	2	7	-5
1326.383	154.917	3	5	-2
2453.052	149.599	1	6	-5
1591.034	147.371	1	5	-4
2818.789	130.562	0	5	-5
879.416	100.506	2	2	0
994.182	94.812	1	2	-1
594.386	93.605	1	1	0
1269.085	63.491	0	1	-1
399.984	54.369	0	0	0
	Sumas:	406	1299	-893

Tabla 7.-Gastos de pico y volúmnes normalizados

V	Q	Q Nor. Est	V Nor. Est.
4145.378	1764.687	2.137	0.907
9348.938	1312.088	1.746	2.263
7517.564	1284.023	1.717	1.900
3664.747	1106.095	1.520	0.702
4421.550	1072.120	1.479	1.015
7373.876	967.417	1.343	1.868
3588.867	889.874	1.233	0.667
1951.847	836.904	1.152	-0.349
6593.955	748.648	1.004	1.681
2435.448	713.799	0.941	0.020
2500.775	702.466	0.920	0.064
3737.172	668.225	0.854	0.734
6453.463	665.607	0.849	1.645
4290.575	653.278	0.824	0.965
3593.110	635.686	0.788	0.669
5024.558	582.353	0.672	1.228
4827.520	566.386	0.636	1.161
7928.172	564.343	0.631	1.988
1481.671	540.874	0.575	-0.808
2394.099	520.494	0.524	-0.008
2689.717	489.632	0.443	0.186
1689.721	472.317	0.396	-0.589
2741.927	461.083	0.364	0.218
2387.499	444.503	0.315	-0.013
1834.787	431.345	0.276	-0.452
263.598	429.281	0.269	-3.687
4868.336	407.346	0.200	1.175
1727.548	375.344	0.092	-0.552
4035.547	369.291	0.071	0.862
2467.711	361.642	0.043	0.042
2307.067	360.966	0.040	-0.070
2730.069	359.710	0.036	0.211
3257.948	349.554	-0.002	0.506
3149.712	347.857	-0.008	0.449
1514.978	311.249	-0.155	-0.771
4393.805	310.041	-0.161	1.004
2607.505	282.278	-0.284	0.134
2302.257	279.318	-0.298	-0.073
2929.443	278.988	-0.300	0.328
1338.662	261.518	-0.385	-0.978
1824.944	254.921	-0.419	-0.461
1814.986	250.308	-0.443	-0.470
1938.503	239.769	-0.500	-0.360
1794.946	227.306	-0.571	-0.489
1917.375	213.763	-0.652	-0.379
1916.486	203.141	-0.719	-0.379
2874.780	190.775	-0.802	0.297
1390.116	186.750	-0.830	-0.915
1387.309	169.135	-0.961	-0.918
1301.049	157.641	-1.054	-1.025
2118.042	157.064	-1.059	-0.213
1326.383	154.917	-1.077	-0.993
2453.052	149.599	-1.123	0.032
1591.034	147.371	-1.143	-0.690
2818.789	130.562	-1.303	0.264
879.416	100.506	-1.649	-1.678
994.182	94.812	-1.726	-1.474
594.386	93.605	-1.743	-2.331
1269.085	63.491	-2.256	-1.067
399.984	54.369	-2.461	-2.992

La ecuación de recta que ajusta a los valores de gasto normales estándar y volúmenes normales estándar se muestra en la figura 3. De ella se encontró el coeficiente de correlación de Pearson igual a 0.6830.

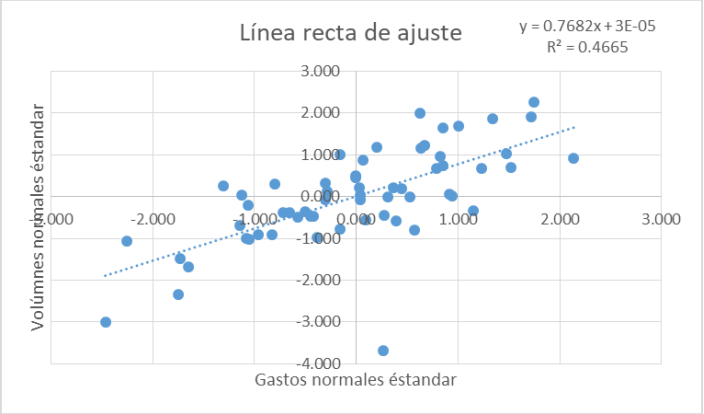


Figura 3.- Ajuste de los gastos de pico y volúmnes normalizados

En la tabla 10 se incluyen las estimaciones de la probabilidad de no excedencia para las distribuciones de bivariadas normal, lognormal obtenida por máximo verosimilitud y lognormal calculada con la Tau de Kendall.

El calculó la frecuencia acumulada observada se hizo con la fórmula de Gringorten (1963)

$$P_k = \frac{k-0.44}{n+0.12} \text{ [10]}$$

Donde P_k es la frecuencia acumulada, la probabilidad de que un valor dado sea menor que el k ésimo menor valor observado en el conjunto de n datos.

Para analizar la conveniencia de usar cualquiera de estas tres distribuciones de probabilidad se aplicó la prueba de Kolmogorov-Smirnof y se calculó la raiz de los errores cuadráticos de la frecuencia acumulada observada y las probabiliades obtenidas, en la tabla 10 se anotaron los valores obtenidos.

No se encontró una diferencia importante en los resultados por lo que se optó por escoger la lognormal bidimensional estimada con el método de máximo verosimilitud.Se hizo la comparación de la frecuencia acumulada observada con la probabilidad calculada con la función lognormal bivariada,sus resultados se presentan en la Figura 4.

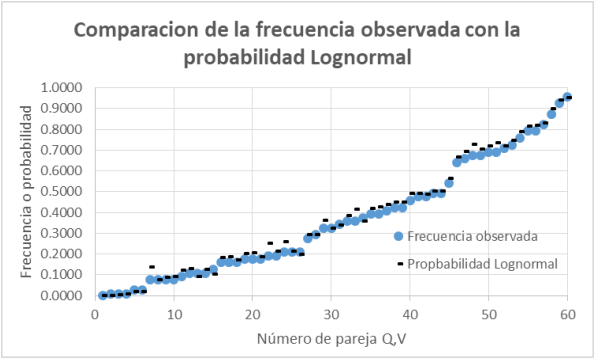


Figura 4.- Comparación de las frecuencias observada y las probabilidades obtenidas con la función lognormal bivariada obtenida con máxima verosimilitud.

Por otra parte, con la función lognormal bivariada obtenida con maxima verosimilitud, se determinaron 6 parejas valores del gasto de pico y del volumen asociados al periodo de retorno de 10,000 años, ellas están anotadas en la tabla 11.Cada una de las parejas de gasto de pico y volumen que tienen un periodo de retorno se muestran en la figura 5.

Tabla 9.-Frecuencia observada y probabilidades de no excedencia de los gastos de pico y volúmenes

V Volumen m3/s/dia	Q Gasto m3/s	Frecuencia observada	F(Q,V) Normal	F(O,V) Lognormal Max. Veros.	F(O,V) Lognormal Kendall
4145.378	1764.687	0.7911	0.8154	0.8170	0.8173
9348.938	1312.088	0.9574	0.9539	0.9575	0.9566
7517.564	1284.023	0.9242	0.9402	0.9475	0.9438
3664.747	1106.095	0.7246	0.7453	0.7509	0.7327
4421.55	1072.12	0.7911	0.8203	0.8301	0.8145
7373.876	967.417	0.8743	0.8980	0.9046	0.9029
3588.867	889.874	0.6913	0.7191	0.7280	0.7128
1951.847	836.904	0.3752	0.3601	0.3592	0.3609
6593.955	748.648	0.8244	0.8289	0.8355	0.8342
2435.448	713.799	0.4584	0.4900	0.4915	0.4859
2500.775	702.466	0.4917	0.5046	0.5067	0.5005
3737.172	668.225	0.6580	0.6918	0.7043	0.6958
6453.463	665.607	0.7578	0.7903	0.7960	0.7950
4290.575	653.278	0.6747	0.7273	0.7405	0.7346
3593.11	635.686	0.6414	0.6670	0.6789	0.6711
5024.558	582.353	0.7079	0.7203	0.7293	0.7272
4827.52	566.386	0.6747	0.7049	0.7141	0.7120
7928.172	564.343	0.6913	0.7336	0.7349	0.7348
1481.671	540.874	0.1756	0.2038	0.2001	0.2129
2394.099	520.494	0.4251	0.4484	0.4493	0.4491
2689.717	489.632	0.4750	0.4930	0.4968	0.4955
1689.721	472.317	0.2089	0.2604	0.2552	0.2657
2741.927	461.083	0.4750	0.4877	0.4913	0.4909
2387.499	444.503	0.3919	0.4210	0.4206	0.4230
1834.787	431.345	0.2754	0.2930	0.2874	0.2965
263.598	429.281	0.0093	0.0001	0.0001	0.0004
4868.336	407.346	0.5416	0.5656	0.5684	0.5682
1727.548	375.344	0.1923	0.2520	0.2442	0.2556
4035.547	369.291	0.4917	0.5031	0.5055	0.5058
2467.711	361.642	0.3586	0.3868	0.3844	0.3887
2307.067	360.966	0.3253	0.3627	0.3588	0.3644
2730.069	359.71	0.3586	0.4168	0.4163	0.4192
3257.948	349.554	0.4251	0.4482	0.4492	0.4507
3149.712	347.857	0.4085	0.4398	0.4404	0.4422
1514.978	311.249	0.1590	0.1829	0.1726	0.1866
4393.805	310.041	0.3919	0.4265	0.4263	0.4268
2607.505	282.278	0.3253	0.3252	0.3197	0.3243
2302.257	279.318	0.2921	0.2942	0.2865	0.2932
2929.443	278.988	0.3420	0.3412	0.3372	0.3403
1338.662	261.518	0.1091	0.1299	0.1185	0.1330
1824.944	254.921	0.1923	0.2122	0.2004	0.2109
1814.986	250.308	0.1756	0.2072	0.1952	0.2057
1938.503	239.769	0.2089	0.2141	0.2025	0.2116
1794.946	227.306	0.1590	0.1855	0.1728	0.1828
1917.375	213.763	0.1756	0.1856	0.1734	0.1818
1916.486	203.141	0.1590	0.1738	0.1616	0.1696
2874.78	190.775	0.2089	0.1988	0.1927	0.1951
1390.116	186.75	0.1257	0.1041	0.0909	0.1018
1387.309	169.135	0.1091	0.0920	0.0791	0.0887
1301.049	157.641	0.0758	0.1391	0.0635	0.0726
2118.042	157.064	0.1091	0.1250	0.1156	0.1198
1326.383	154.917	0.0758	0.0762	0.0640	0.0728
2453.052	149.599	0.0925	0.1213	0.1145	0.1170
1591.034	147.371	0.0758	0.0893	0.0776	0.0843
2818.789	130.562	0.0758	0.0935	0.0897	0.0909
879.416	100.506	0.0259	0.0179	0.0123	0.0164
994.182	94.812	0.0259	0.0206	0.0145	0.0183
594.386	93.605	0.0093	0.0053	0.0032	0.0055
1269.085	63.491	0.0093	0.0099	0.0074	0.0084
399.984	54.369	-0.0073	0.0005	0.0002	0.0005

Tabla 10.-Bondad de ajuste de las funciones normal, lognormal con máximo verosimilitud y lognormal obtenida con la tau de Kendall

Kolmogorov_Smirnof			Ráiz de la media cuadrática		
Diferencias Normal	Diferencias Lognormal Max. Veros.	Diferencias Lognormal Kendall	Dif.al cuadrado Normal	Dif.al cuadrado Lognormal Max. Veros.	Dif.al cuadrado Lognormal Kendall
0.0244	0.0260	0.0257	0.0006	0.0007	0.0007
0.0036	0.0001	0.0006	0.0000	0.0000	0.0000
0.0161	0.0234	0.0252	0.0003	0.0005	0.0006
0.0207	0.0264	0.0378	0.0004	0.0007	0.0014
0.0292	0.0390	0.0482	0.0009	0.0015	0.0023
0.0237	0.0304	0.0312	0.0006	0.0009	0.0010
0.0278	0.0367	0.0460	0.0008	0.0013	0.0021
0.0152	0.0160	0.0174	0.0002	0.0003	0.0003
0.0045	0.0112	0.0119	0.0000	0.0001	0.0001
0.0316	0.0331	0.0366	0.0010	0.0011	0.0013
0.0129	0.0150	0.0188	0.0002	0.0002	0.0004
0.0337	0.0463	0.0513	0.0011	0.0021	0.0026
0.0325	0.0381	0.0386	0.0011	0.0015	0.0015
0.0526	0.0658	0.0691	0.0028	0.0043	0.0048
0.0256	0.0375	0.0421	0.0007	0.0014	0.0018
0.0124	0.0213	0.0225	0.0002	0.0005	0.0005
0.0302	0.0395	0.0406	0.0009	0.0016	0.0017
0.0424	0.0437	0.0437	0.0018	0.0019	0.0019
0.0282	0.0244	0.0156	0.0008	0.0006	0.0002
0.0232	0.0242	0.0239	0.0005	0.0006	0.0006
0.0180	0.0218	0.0222	0.0003	0.0005	0.0005
0.0515	0.0463	0.0389	0.0027	0.0021	0.0015
0.0126	0.0163	0.0162	0.0002	0.0003	0.0003
0.0291	0.0288	0.0268	0.0008	0.0008	0.0007
0.0176	0.0120	0.0055	0.0003	0.0001	0.0000
0.0092	0.0092	0.0093	0.0001	0.0001	0.0001
0.0240	0.0268	0.0268	0.0006	0.0007	0.0007
0.0597	0.0519	0.0440	0.0036	0.0027	0.0019
0.0114	0.0138	0.0135	0.0001	0.0002	0.0002
0.0282	0.0257	0.0226	0.0008	0.0007	0.0005
0.0373	0.0335	0.0295	0.0014	0.0011	0.0009
0.0582	0.0576	0.0555	0.0034	0.0033	0.0031
0.0231	0.0241	0.0230	0.0005	0.0006	0.0005
0.0313	0.0319	0.0306	0.0010	0.0010	0.0009
0.0239	0.0136	0.0041	0.0006	0.0002	0.0000
0.0346	0.0344	0.0340	0.0012	0.0012	0.0012
0.0002	0.0056	0.0088	0.0000	0.0000	0.0001
0.0021	0.0055	0.0101	0.0000	0.0000	0.0001
0.0008	0.0048	0.0069	0.0000	0.0000	0.0000
0.0208	0.0094	0.0001	0.0004	0.0001	0.0000
0.0199	0.0081	0.0009	0.0004	0.0001	0.0000
0.0316	0.0195	0.0124	0.0010	0.0004	0.0002
0.0052	0.0065	0.0127	0.0000	0.0000	0.0002
0.0264	0.0138	0.0069	0.0007	0.0002	0.0000
0.0099	0.0023	0.0081	0.0001	0.0000	0.0001
0.0148	0.0026	0.0029	0.0002	0.0000	0.0000
0.0102	0.0162	0.0179	0.0001	0.0003	0.0003
0.0216	0.0349	0.0421	0.0005	0.0012	0.0018
0.0171	0.0301	0.0365	0.0003	0.0009	0.0013
0.0632	0.0124	0.0184	0.0040	0.0002	0.0003
0.0159	0.0064	0.0034	0.0003	0.0000	0.0000
0.0003	0.0119	0.0177	0.0000	0.0001	0.0003
0.0288	0.0220	0.0201	0.0008	0.0005	0.0004
0.0135	0.0017	0.0029	0.0002	0.0000	0.0000
0.0177	0.0139	0.0130	0.0003	0.0002	0.0002
0.0080	0.0137	0.0161	0.0001	0.0002	0.0003
0.0054	0.0114	0.0138	0.0000	0.0001	0.0002
0.0040	0.0061	0.0072	0.0000	0.0000	0.0001
0.0006	0.0019	0.0026	0.0000	0.0000	0.0000
0.0078	0.0075	0.0074	0.0001	0.0001	0.0001
Máximas diferencias			Raiz de la suma de diferencias al cuadrado		
0.0632	0.0658	0.0691	0.2053	0.2116	0.2054

Tabla 11.-Gastos de pico y volúmunes con periodo de retorno de 10,000 años

Gasto m3/s	Volumen hm3
5857.9	2,553.9
5,902.3	2,322.4
6,064.9	2,123.6
6,164.9	2,075.9
6,327.3	2,030.0
6,385.8	2,018.6

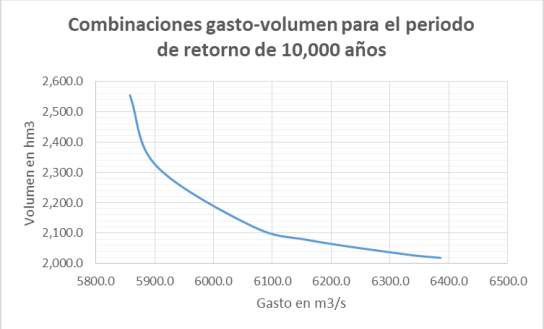


Figura 5.-Parejas de gastos de pico y volúmenes para el periodo de retorno de 10,000 años

Se escogió la pareja de gasto de pico 5857.9 m^3/s y volumen. de 2,553.9 hm^3 para formar el hidrograma que tuviese a estos valores, por ser la de mayor volumen. Se tomó como base el hidrograma de 1949 ya que se contenían a los gastos medios diarios que dieron lugar al segundo valor más grande de volumen en 40 días del registro histórico.

En las dos primeras columnas de la tabla 12 aparece el hidrograma del año 1949 que tiene un gasto de pico de 1312.088. Para que su gasto de pico sea igual a 5857.9 m^3/s se multiplicaron los gastos de la columna 2 por el factor 5857.9/1312.088 =4.4645 y se anotaron en la columna 3. Luego se obtuvo el volumen de 40 días, resultando ser de 41,738.926 m^3/s/día, paraque sea de 29,558.5 m^3/s/día a los tiempos se les multiplicó por el factor 29,558.5/41,738.926=0.70817. El hidrograma de interés aparece en las columnas 4 y 5. Tal hidrograma se muestra en la figura 6.

Tiempo aprox de dias	Gasto aorox diario m3/s	Gasto diario m3/s	Tiempo de dias	Gasto diario m3/s	
1	1112.285	4965.867	0.708	4965.867	
2	775.733	3463.309	1.416	3463.309	
3	327.741	1463.220	2.125	1463.220	
4	172.612	770.637	2.833	770.637	
5	213.899	954.966	3.541	954.966	
6	1312.088	5857.900	4.249	5857.900	
7	312.989	1397.359	4.957	1397.359	
8	541.99	2419.749	5.665	2419.749	
9	111.424	497.460	6.374	497.460	
10	238.429	1064.481	7.082	1064.481	
11	83.878	374.479	7.790	374.479	
12	97.759	436.451	8.498	436.451	
13	118.53	529.185	9.206	529.185	
14	104.48	466.458	9.914	466.458	
15	112.992	504.460	10.623	504.460	
16	114.422	510.844	11.331	510.844	
17	142.814	637.602	12.039	637.602	
18	141.936	633.682	12.747	633.682	
19	223.389	997.334	13.455	997.334	
20	134.56	600.752	14.163	600.752	
21	112.247	501.134	14.872	501.134	
22	87.201	389.314	15.580	389.314	
23	71.762	320.386	16.288	320.386	
24	64.171	286.495	16.996	286.495	
25	56.598	252.685	17.704	252.685	
26	40.506	180.842	18.413	180.842	
27	40.647	181.471	19.121	181.471	
28	36.736	164.010	19.829	164.010	
29	36.441	162.693	20.537	162.693	
30	37.014	165.251	21.245	165.251	
31	28.593	127.655	21.953	127.655	
32	25.058	111.873	22.662	111.873	
33	17.094	76.317	23.370	76.317	
34	28.413	126.852	24.078	126.852	
35	52.511	234.439	24.786	234.439	
36	368.284	1644.227	25.494	1644.227	
37	875.948	3910.725	26.202	3910.725	
38	535.001	2388.546	26.911	2388.546	
39	223.682	998.642	27.619	998.642	
40	217.081	969.172	28.327	969.172	
5857.9		29,558.5		29558.457	
1312.088	4.464563352	41738.926	0.70817482	2553.851	hm3

Tabla 12.- Hidrograma calculado con la distribución lognormal bivariada (máxima verosimilitud) para10,000 años de period de retorno

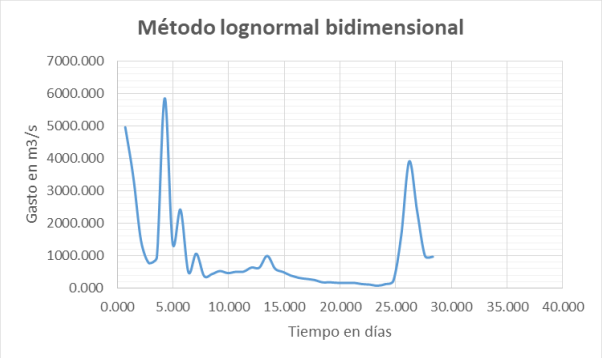


Figura 6.-Hidrograma obtenido con la lognormal bivariadapara el periodo de retorno de 10,000 años

APLICACIÓN DEL MÉTODO HIDROLÓGICO DEL INSTITUTO DE INGENIERÍA,UNAM

Con los 40 gastos medios diarios que correspondían al volumen máximo anual se obtuvieron los gastos promedios de 1,2,…,40 días consecutivos.Con el conjunto formado con gastos acumulados en k días consecutivos máximos anuales (para k=1,2,..,40), se obtuvo la distribucón de probabilidad de mejor ajuste.Se encontró que en los 40 conjuntos de gastos acumulados la distribución lognormal de una variable aleatoria de dos parámetros fue la que mejor se ajustaba.En la tabla 13 aparecen en la columna 1 el número de días y en la columna 2 el gasto acumulados en ese número de días. En la columna 3 aparece gasto diario del día k resultado de la diferencia entre el gasto acumulado en k días menos el acumulado en k+1 días, a partir del k=2.

Como también se tomó como base el hidrograma histórico de 1949, en la columna 4 aparecen los gastos medio diarios de este hidrograma y en la columna 5 el orden correspondiente a cada unode sus gastos. Se asignó el orden 1 al gasto más grande, al segundo más grande se le asignó en 2, al tercer más grande el orden 3, y así sucesivamente.En la columna 6 se anotan los gastos de la columna 3 con el orden de los gastos en el hidrograma de 1949. En la figura 7 se observa el hidrograma para el period de retrono de 10,000 años obtenido con el método hidrológico del Instituto de Ingeniería, UNAM

Tabla 13.- Hidrograma obtenido con el método del Instituto de Ingeniería, UNAM para10,000 años de period de retorno

Tiempo en días (orden)	Gasto acumulado m3/s	Gasto diario m3/s	Gasto diario (m3/s) de 1949	Orden (Hidrograma de 1949)	Hidrograma m3/s
1	5841.16	5841.16	1112.285	8	603.8
2	8089.99	2248.83	775.733	7	609.98
3	9469.95	1379.96	327.741	6	1379.96
4	10124.35	654.4	172.612	5	740
5	10864.35	740	213.899	4	654.4
6	12279.49	1415.14	1312.088	1	5841.16
7	12889.47	609.98	312.989	2	2248.83
8	13493.27	603.8	541.99	3	1379.96
9	14064.19	570.92	111.424	9	570.92
10	14404.78	340.59	238.429	10	340.59
11	14962.95	558.17	83.878	11	558.17
12	15190.21	227.26	97.759	12	227.26
13	15211.3	21.09	118.53	13	21.09
14	14760.14	-451.16	104.48	14	0
15	15676.18	916.04	112.992	15	916.04
16	16158.86	482.68	114.422	16	482.68
17	16745.45	586.59	142.814	17	586.59
18	16887.76	142.31	141.936	18	142.31
19	17191.51	303.75	223.389	19	303.75
20	17341.83	150.32	134.56	20	150.32
21	17353.68	11.85	112.247	21	11.85
22	17511.7	158.02	87.201	22	158.02
23	17694.01	182.31	71.762	23	182.31
24	17855.59	161.58	64.171	24	161.58
25	17987.95	132.36	56.598	25	132.36
26	18122.7	134.75	40.506	26	134.75
27	18598.68	475.98	40.647	27	475.98
28	19004.88	406.2	36.736	28	406.2
29	19457.91	453.03	36.441	29	453.03
30	19894.24	436.33	37.014	30	436.33
31	20282.63	388.39	28.593	31	388.39
32	20708.73	426.1	25.058	32	426.1
33	21191.37	482.64	17.094	33	482.64
34	21606.17	414.8	28.413	34	414.8
35	22079.55	473.38	52.511	35	473.38
36	22648	568.45	368.284	36	568.45
37	23611.63	963.63	875.948	37	963.63
38	24063.15	451.52	535.001	38	451.52
39	28850.69	4787.54	223.682	39	4787.54
40	29558.53	707.84	217.081	40	707.84
		29558.53			29974.51
					2589.798

Figura 7.- Hidrograma calculado con el Método hidrológico del IIUNAM para el periodo de retorno de 10,000 años

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La actualización periodica de las avenidas de diseño de grandes embalses es muy importante para mantener su n seguridad de manara adecuada. En las avenidas el gasto de pico, el volumen y la duración son variables aleatorias con determinada correlación por ellas, por lo que es fundamental considerar funciones de distribución de probabilidades multivariadas, aunque su planteamiento no general.

Los métodos aplicados a los datos hidrológicos de la presa Angostura, Sonora, México preservaron tanto el gasto de pico como volumen. Aunque se han hecho propuestas para definer la duración y forma de avenidas deben seguirse estudiando para abarcar más casos de eventos de hidrología.
En las estimaciones el gasto de pico tuvo valores más bajos de los esperados y el volumen fueron similares en los métodos aplicados.

Las distribuciones de frecuencia de avenidas pueden derivarse usando la cópula sin limitar el tipo de distribuciones marginales. La Cópula arquimediana de Gumbel-Hougaard proporcionó representación apropiada de la distribución bivariada de gasto de pico y volumen.

REFERENCIAS

Domínguez-Mora, R., Arganis-Juárez, M.L.(2012). "Validation of methods to estimate design discharge flow rates for dam spillways with large regulating capacity". Hydrological Sciences Journal 57 (3), 1–19

Fuentes-Mariles, O.A, Domínguez-Mora, R., Arganis-Juárez, M.L., Herrera-Alanís, J.L., Carrizosa-Elizondo, E., Sánchez-Cruz, J.A.(2015). "Estimate of design hydrographs for the Angostura dam, Sonora, using statistical and spectral methods". Water Resources Management 29, 4021–4043

Jiménez E.M. (1996). Programa AX. Área de riesgos hidrometeorológicos. Centro Nacional de Prevención de Desastres. México.

Jiménez E. M.(2000). *Diseño Integral de Vertedores*. Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM., México.

Ramírez, A.I., Aldama, A.A.(2000). "Análisis de frecuencias conjunto para la estimación de avenidas de diseño". AMH, IMTA, Morelos, México

Vázquez, C.M.T.(1995) *Procedimiento sistemático para el cálculo de la avenida de diseño en presas con gran capacidad de regulación*. Tesis de Maestría, DEPFI,UNAM.

ASCE. (1996). Hydrology hand-book, 2nd Ed.

Genest, C. & MacKay, R. J. (1986a), "Copules Archimédiennes et Familles de Lois Bidimensionnelles dont les Marges sont Donnés", The Canadian Journal of Statistics 14, 145–159.

Genest, C. & Rivest, L. (1993), "Statistical Inference Procedures for Bivariate Archimedian Copulas", Journal of the American Statistical Association 88, 1034–1043.

Klugman, S. & Parsa, R. (1999), "Fitting Bivariate loss Distributions with Copulas", Insurance: Mathematics and Economics 24, 139–148.

Revista Colombiana de Estadística 32 (2009) 33–58

Nelsen, R. (1991), *Advances in Probability Distributions with Given Marginals: Beyond the Copulas*, Kluwer, Dordrecht, Netherlands, chapter Copulas and Association, pp. 51–74.

Nelsen, R. B. (1999), *An Introduction to Copulas, Springer*, New York, United States.

Schweizer, B. & Wolff, E. F. (1981), "On Nonparametric Measures of Dependence for Random Variables", The Annals of Statistics 9, 879–885.

Leite R. F.(2011), *Portugal: convencional and bivariate analyses*Instituto superior tecnico,Universidade Técnica de LisboaOctober 2011

IAHR AIIH
XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

ESTUDIO DE LA DINÁMICA LAGUNAR EN EL DISTRITO DE VENADO TUERTO MEDIANTE HERRAMIENTAS GEOMÁTICAS

Magalí Valeria Soria[(1)], Vanina Alejandra Piñero[(1)], Nicolás Ledesma[(1)], Pedro Abel Basile[(2)]
(1) GabiSat UTN-Facultad Regional Venado Tuerto, (2) Departamento de Hidráulica. FCEIA-UNR
Laprida 651, 2600, Venado Tuerto, Argentina
magali.soria.988@gmail.com

RESUMEN:

El presente trabajo consiste en la obtención de un mapa que represente la dinámica superficial de las lagunas del distrito de Venado Tuerto, conforme a diferentes valores de precipitaciones acumuladas a treinta días, para las estaciones de primavera - verano.

Dicho mapa fue determinado mediante el análisis multitemporal de imágenes de los satélites Landsat 5–TM, Landsat 7–ETM y Landsat 8–OLI, en las cuales previamente se realizaron tratamientos diversos hasta obtener las superficies de los cuerpos de agua. Luego, mediante Sistemas de Información Geográfica, las superficies fueron vectorizadas, y a través de diferentes procesos, vinculadas a las precipitaciones acumuladas correspondientes a las fechas de las mismas.

Finalmente, mediante la estandarización de las precipitaciones – superficies, se obtuvo el mapa de la dinámica lagunar para el distrito de Venado Tuerto.

ABSTRACT:

The present work consists of obtaining a map that represents the surface dynamics of the lagoons of the Venado Tuerto district, according to different values of rainfall accumulated to thirty days, for the spring - summer seasons.

This map was determined through the multitemporal analysis of images of the Landsat 5-TM, Landsat 7-ETM and Landsat 8-OLI satellites, in which diverse treatments were previously carried out until the surfaces of the bodies of water were obtained. Then, through Geographic Information Systems, the surfaces were vectorized, and through different processes, linked to the cumulative rainfall corresponding to the dates of the same.

Finally, by means of the standardization of rainfall - surfaces, the lagoon dynamics map was obtained for the district of Venado Tuerto.

PALABRAS CLAVES: Dinámica Lagunar; Teledetección; Sistemas de Información Geográfica.

INTRODUCCIÓN

La Ciudad de Venado Tuerto, pertenece a la llanura Chaco-Pampeana. La misma posee un relieve plano en el cual se desarrolla un paisaje suavemente ondulado con lomas aplanadas y extendidas que se alternan con zonas bajas ocupadas por cañadas, bajos temporarios y lagunas. Las pendientes del terreno son del orden de 1%. Los suelos se hallan desarrollados sobre materiales loéssicos de textura franca a limosa, en general profundos y bien drenados.

El clima en el sur de la Provincia de Santa Fe es húmedo con estación seca: Clima C a w, C por templado, a por húmedo y w por invierno seco. Las lluvias que se producen en dicha zona pertenecen al régimen atlántico, dependiendo su magnitud en forma directa del transporte de humedad proveniente de dicho océano (Martín, 2014).

Debido a las anteriores características climáticas, edáficas y morfológicas, no se ha formado una red de drenaje natural jerarquizada.

La naturaleza de las divisorias es probablemente el problema más complicado vinculado con los cuerpos de agua en llanuras. La escasa pendiente del terreno resulta a veces menor a la pendiente hidráulica, y el agua fluye en una u otra dirección de acuerdo a terraplenes mínimos u obstáculos similares. En algunos casos no es posible definir las divisorias hidrográficas de acuerdo con los métodos clásicos de la topografía y la geomorfología, puesto que no se trata de líneas sino de superficies horizontales a veces de extensión considerable. Allí el agua fluye en una u otra dirección de acuerdo al gradiente hidráulico producido por las diferencias en precipitación (Iriondo, 2012).

Durante lluvias de baja a mediana magnitud los cuerpos de agua reciben excesos pluviales provenientes de las áreas próximas, con una dinámica hídrica local de tipo endorreica. Estos excesos luego se evaporan y/o infiltran desde las zonas deprimidas. Para estas condiciones, el balance hídrico en el sistema se resuelve por medio de términos verticales de transferencia.

En períodos húmedos prolongados, con lluvias de gran magnitud, los bajos y lagunas colman su capacidad de almacenamiento, los niveles de agua superan los umbrales condicionantes del flujo y se originan desbordes. Las cañadas, en estas condiciones, actúan como elementos de conducción concatenándose en sentido Norte-Sur (Evarsa, 1995).

Puesto que en la actualidad no se conoce adecuadamente la dinámica de las lagunas pertenecientes al distrito de Venado Tuerto, mediante el presente trabajo se pretende analizar el comportamiento de las mismas frente a diferentes valores de precipitaciones acumuladas.

DESARROLLO METODOLÓGICO

Recopilación de información

En una primera instancia fue recopilada información de diversas fuentes. En lo que respecta a morfología se recabó información de: a) Imágenes satelitales de la serie Landsat 5 TM, Landsat 7 ETM+ y Landsat 8 OLI, de 30 m de resolución de píxel, la cual es una escala aceptable para este tipo de estudios, b) Modelo de elevación SRTM (Shuttle Radar Topography Mission) de 30 m, c) Cartas topográficas del IGN (Instituto Geográfico Nacional), d) Puntos altimétricos brindados por el Municipio.

Con relación a las precipitaciones, se utilizó el historial de precipitaciones diarias de la Estación Meteorológica ubicada en el aeródromo municipal Tomás B. Kenny, estación perteneciente a la red de estaciones del SMN. Además, se utilizaron estudios e información suministrada principalmente por la Municipalidad de Venado Tuerto.

El período de estudio de las imágenes satelitales analizado fue desde enero de 2003 hasta febrero de 2017, puesto que anteriormente se realizaron obras de desagüe lo cual modificó el comportamiento de las superficies de las lagunas.

Para una mejor identificación visual al momento de elegir las fechas de las imágenes satelitales con la mayor distribución posible, La información pluviométrica fue transformada a precipitación acumulada a 30 días, para cada día del rango de estudio. Se clasificó la misma en tres clases: Pacum < 100 mm; 100 mm ≤ Pacum ≤ 200 mm y Pacum > 200 mm.

Estudio multitemporal de imágenes

Con la finalidad de realizar el estudio multitemporal de imágenes satelitales se descargaron las imágenes seleccionadas para el periodo de estudio, las cuales pertenecen a Path 227 - Row 083, que son las correspondientes a la zona de estudio.

Se realizó el agrupamiento de bandas de interés y calibración de las mismas con motivo de llevar los valores absolutos a valores de radiancia y poder realizar comparaciones entre imágenes de diferentes sensores.

La fórmula de calibración para las imágenes de los distintos sensores fue la siguiente:

$$L_\lambda = G_{rescale}\, Q_{cal} + B_{rescale} \qquad [1]$$

dónde $L\lambda$ es la banda transformada a niveles de radiancia, $G_{rescale}$ es el factor de ganancia de reajuste específico de la banda [(W/(m^2 sr pm))/ DN] (Ganancia), Qcal es el valor de píxel calibrado cuantificado [DN] y $B_{rescale}$ es el factor de sesgo de reescalamiento específico de banda [W / (m^2 sr pm)] (Bias).

Luego se realizaron las siguientes correcciones: i) Corrección atmosférica de las imágenes de los satélites Landsat 5-TM y Landsat 7- ETM+. ii) Corrección geométrica de imágenes por posicionamiento, mediante imagen de referencia (de coordenadas precisas) brindada por CONAE (Comisión Nacional de Actividades Espaciales).

Con el objetivo de destacar las coberturas de Suelos, Vegetación y Agua en las imágenes, se realizó la generación de los siguientes índices espectrales normalizados:

Índice normalizado de la diferencia de humedad:

$$NDMI = \frac{NIR - SWIR}{NIR + SWIR} \qquad [2]$$

Dónde: NIR: Banda situada en la longitud de onda del infrarrojo cercano, SWIR: Banda situada en la longitud de onda del infrarrojo de onda corta.

Índice de vegetación diferencial normalizado:

$$NDVI = \frac{NIR - R}{NIR + R} \qquad [3]$$

Dónde R: Banda situada en la longitud de rojo visible.

Índice de la diferencia de agua normalizado, modificado.

$$MNDWI = \frac{G - SWIR}{G + SWIR} \qquad [4]$$

Dónde G: Banda situada en la longitud de onda verde visible.

A continuación se procedió a efectuar una Clasificación espectral “No Supervisada” para cada imagen, con un rango mínimo de 30 y un máximo de 50 clases, un máximo de 6 iteraciones y con la condición de que para que sea "clase" deba tener un mínimo de 10 píxeles representando a la misma. Luego, se realizó la intervención de cada clasificación, diferenciando las clases en "Agua" y "No Agua”. En la Figura 1 se observa una de las imágenes clasificadas con intervención.

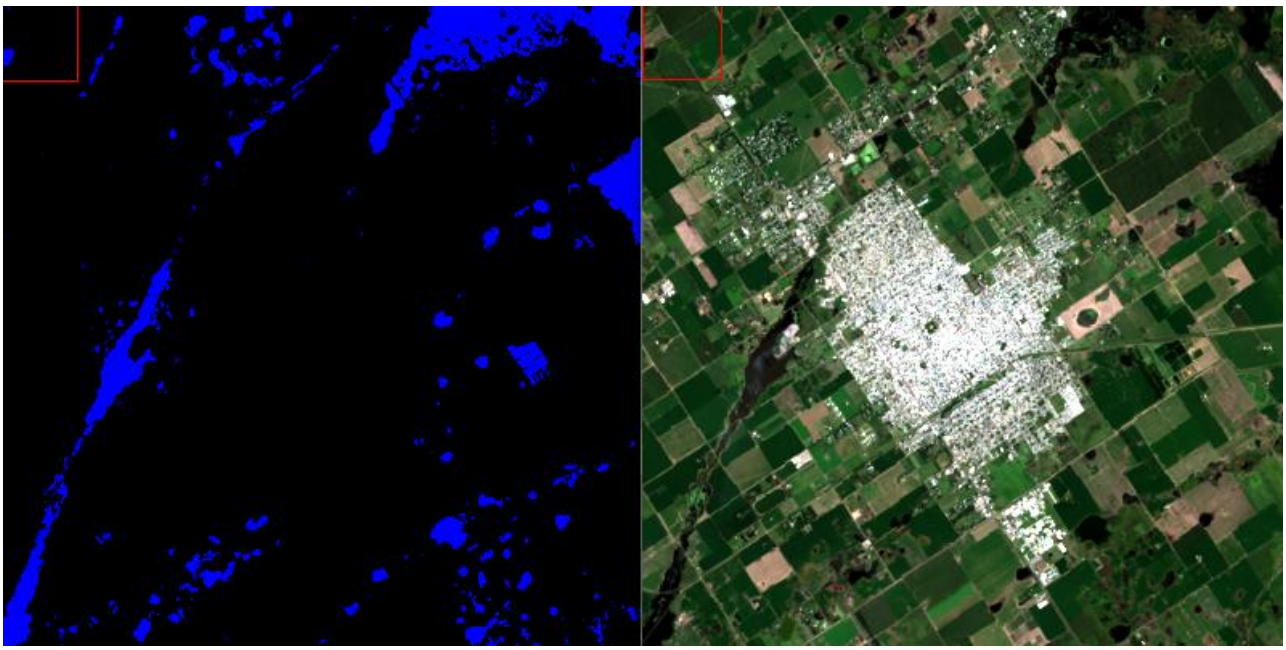


Figura 1.- Comparación de imagen clasificada en “agua” – “no agua” con respecto a imagen satelital en combinación color verdadero.

A los efectos de lograr una mejor caracterización, se realizó la transformación de las imágenes clasificadas (formato ráster) a máscaras de agua de tipo polígono (formato vectorial).

Identificación de Lagunas

A fines de poder identificar cada laguna perteneciente al distrito y reconocer su área de aporte, a través del modelo digital de elevación SRTM de 30 m, se realizaron las siguientes acciones:

- Relleno de vacíos y depresiones, para solventar la falta de datos que pudiese existir en el modelo.

- Filtrado de paso bajo: Puesto que el modelo SRTM es un modelo de superficie, es decir, que representa la altura del terreno incluyendo todos los elementos enlazados en el mismo, fue aplicado un filtro de ventana móvil de promedio de píxeles vecinos, con un rango de 9 píxeles vecinos, con la finalidad de obtener un modelo digital de terreno.

- Parámetros geomorfológicos e hidrológicos, los cuales sirvieron para delimitar el área de aporte de cada uno de los cuerpos de agua. En la Figura 2 se presenta el área de aporte para una de las lagunas pertenecientes al distrito (laguna La Victoria).

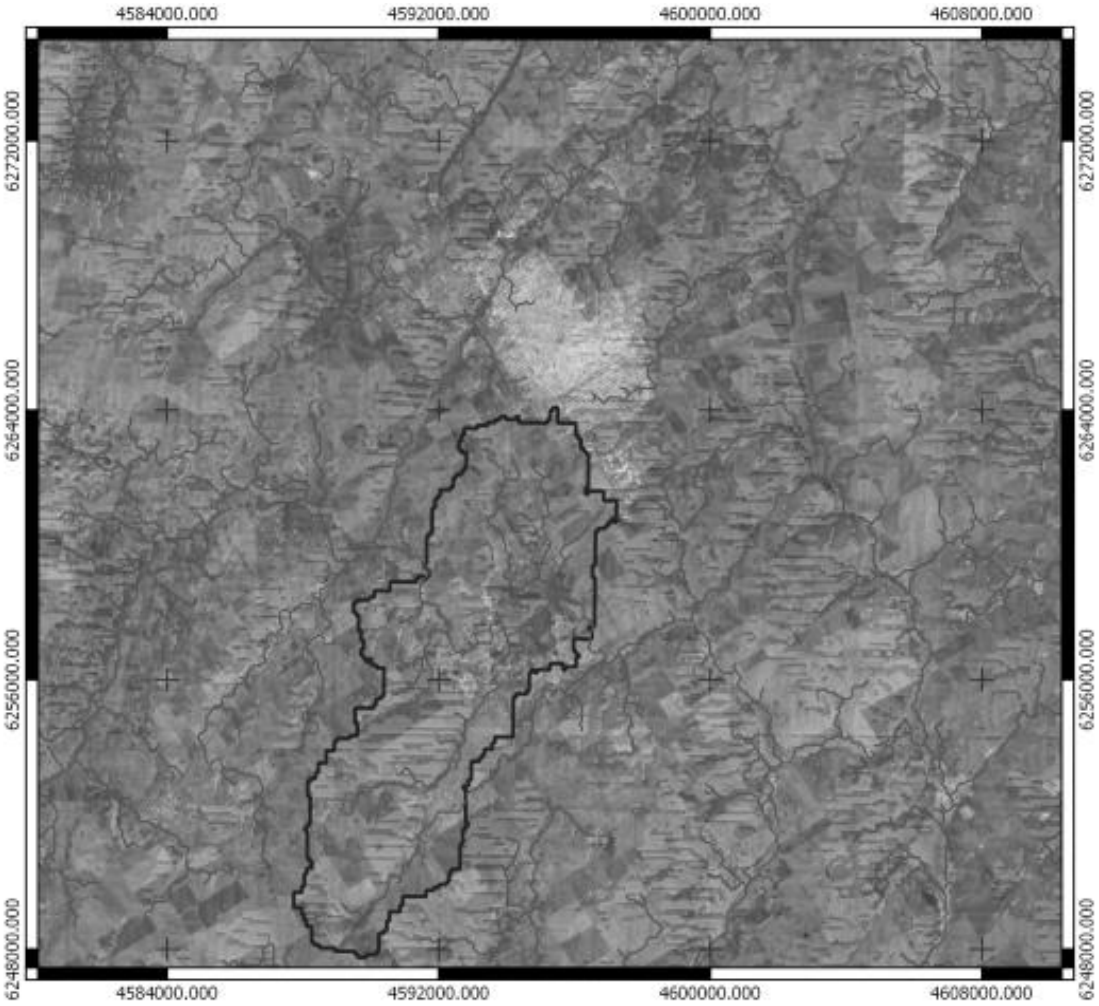


Figura 2.- Delimitación área de aporte de la laguna La Victoria.

Los productos resultantes del modelo SRTM fueron cotejados con información altimétrica brindada por el IGN y el Municipio de Venado Tuerto, a fin de verificar la veracidad de los mismos.

Mapa de dinámica hídrica

Conforme fueron obtenidas las máscaras de agua y las áreas de aporte, mediante software de Sistemas de Información Geográfica QGIS, se ejecutaron secuencialmente diversas herramientas de geoproceso, entrecruzando información de las diversas capas generadas, con motivo de lograr identificar, caracterizar y cuantificar los cuerpos de agua.

Obtenido esto, se concibió una correlación simple mediante una gráfica, del área que arrojó cada una de las imágenes, con la precipitación acumulada de los 30 días anteriores a la fecha de la imagen.

La parametrización obtenida solamente resultó aplicable en las estaciones primavera – verano, puesto que el análisis de cuerpos de agua en las estaciones de otoño-invierno no presentaba una clara tendencia.

Cabe destacar que las correlaciones obtenidas entre las lagunas y las precipitaciones acumuladas a 30 días para las estaciones de primavera-verano presentan valores muy altos, $R^2>0.70$.

En la Figura 3 se observa el comportamiento de una de las lagunas pertenecientes al distrito acorde a las precipitaciones acumuladas a 30 días.

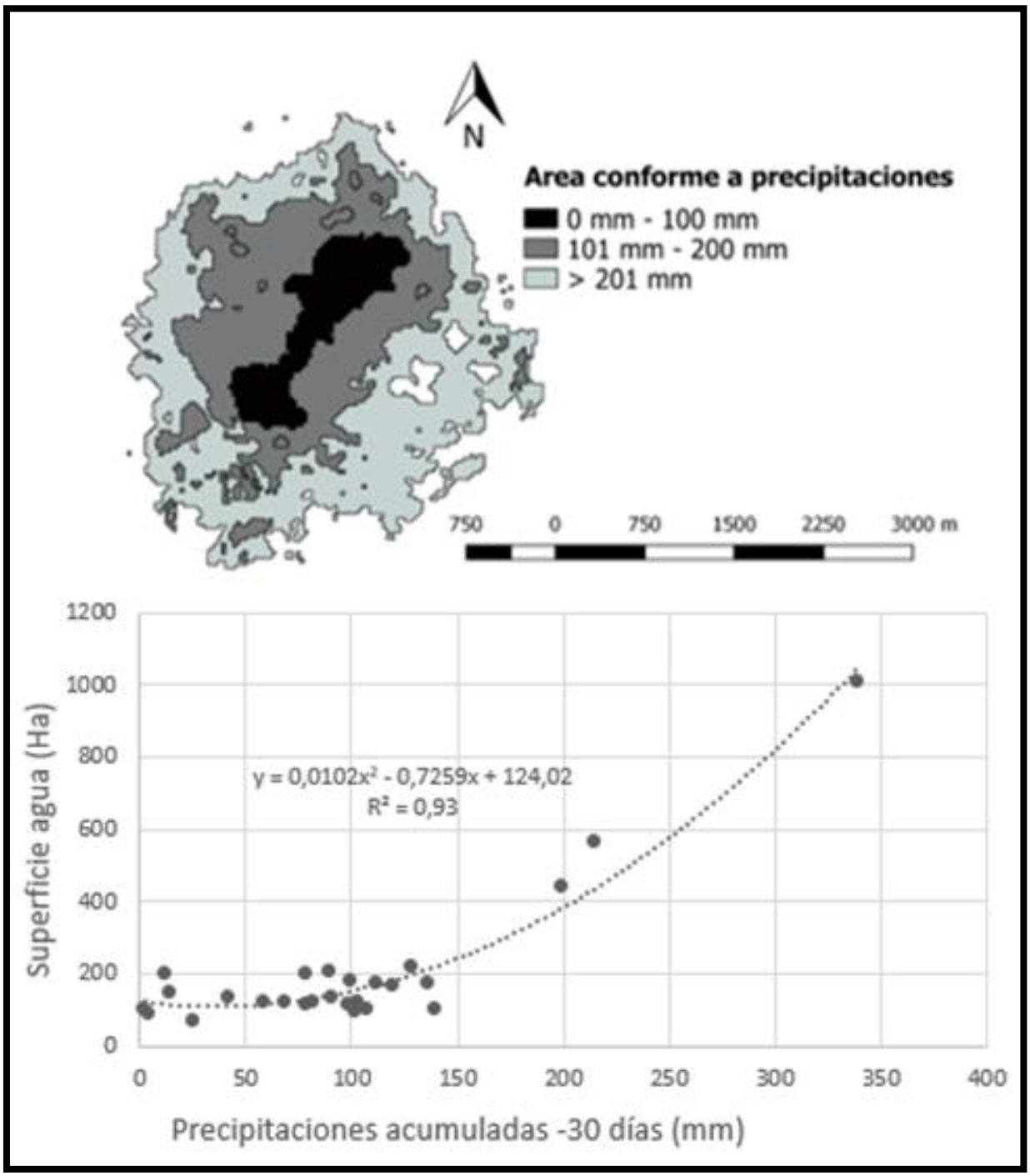


Figura 3.- Correlación de superficie de agua frente a precipitaciones acumuladas en las estaciones de primavera-verano para la laguna "La Victoria", Venado Tuerto.

Una vez verificada la correlación para las distintas lagunas, se realizaron interpolaciones de las áreas de lagunas obtenidas, con la finalidad de estandarizar los rangos de valores de precipitaciones acumuladas.

Posteriormente, fue generado el mapa de dinámica lagunar para el distrito de Venado Tuerto, conforme a precipitaciones acumuladas a 30 días, tal como se presenta en la Figura 4.

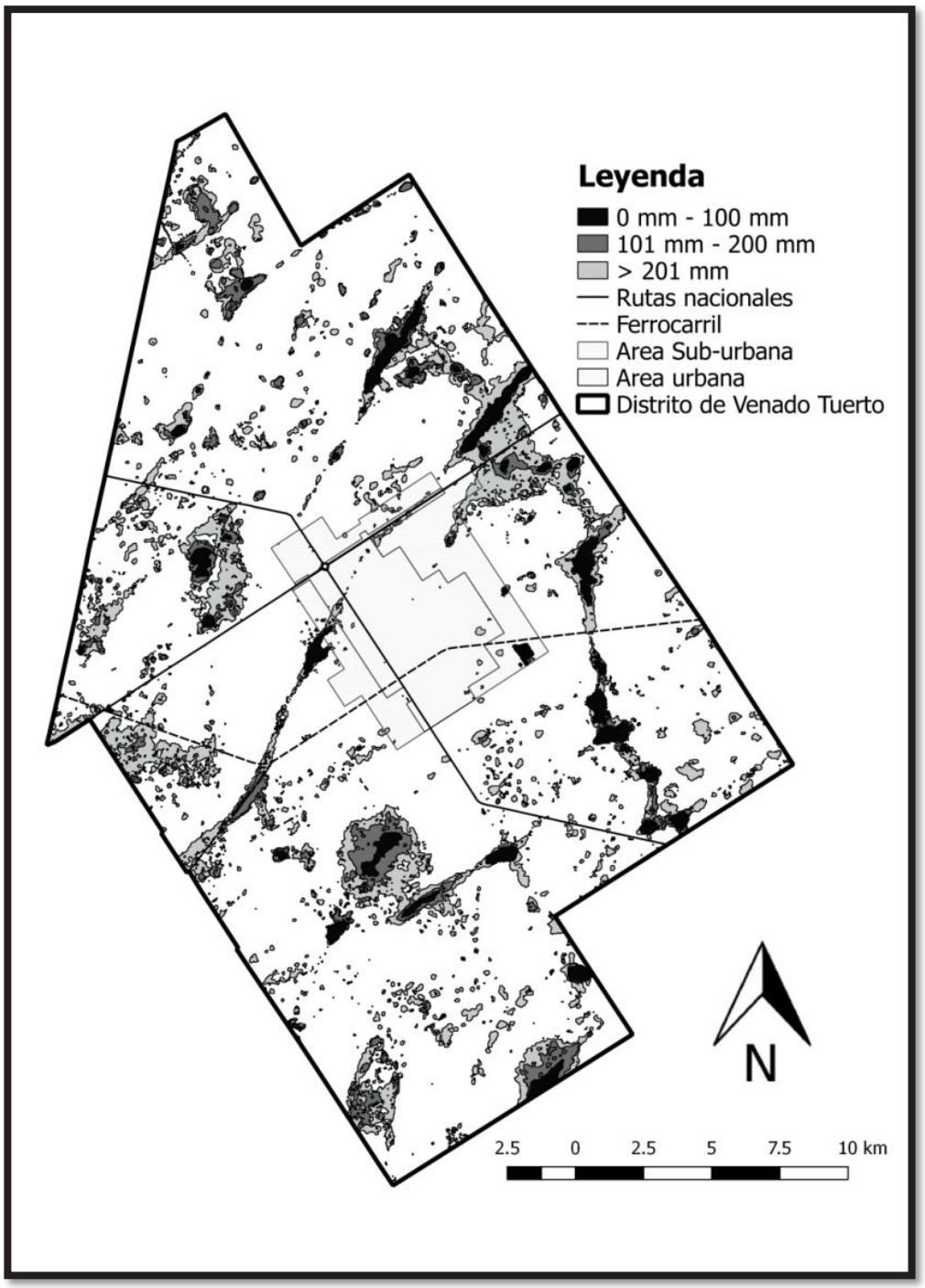


Figura 4.- Mapa de la dinámica hídrica del distrito de Venado Tuerto para las estaciones primavera-verano.

Todos los productos obtenidos del análisis de las imágenes satelitales se ingresaron metodológicamente a una base de datos libre, con el fin de preservar la información, poner conectarla con otros datos de interés (en los cuales se generarán vínculos mediante consultas a la base), y que resulte aplicable a estudios posteriores.

CONCLUSIONES

Se ha desarrollado una metodología que permite predecir la superficie y distribución de las lagunas en el distrito de Venado Tuerto conforme a la precipitación acumulada a treinta días para las estaciones de primavera-verano.

Por lo tanto, el presente trabajo constituye una herramienta de gran utilidad para diversos usuarios finales, tales como, Municipio, Entidades Educativas, Universidades y Productores Rurales, entre otros. Ofreciendo herramientas de fácil interpretación para ser utilizables en las siguientes áreas de aplicación según cada usuario: i) Gestión y Planificación del distrito, ii) Investigaciones de Entidades Educativas y Universidades, y iii) como sistema de consulta simple para los Productores Rurales, con una variable básica como la precipitación lo cual permitirá estimar porcentaje de hectáreas afectadas por anegamiento temporario o no, debido a periodos estivales futuros o sucedidos.

Además, para el desarrollo de la misma se crearon procedimientos ad-hoc, lo cual será de mucha utilidad para posteriores trabajos y a su vez, al realizar todos los procedimientos con software libres, las metodologías podrán ser reproducibles en otras zonas con características semejantes, por usuarios con ciertos conocimientos del tema.

Por último, se generó una base de datos con el material procesado, lo cual servirá como información de base para la realización de otros estudios.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bea, M., Montesinos S. *Aplicaciones operativas de Teledetección en la Planificación y Gestión del medio Hídrico* (2008). Revista de Teledetección. 29; 91-100

Benito, G., & Hudson, P. F. (2010). *10 Flood hazards: the context of fluvial geomorphology.* Ediciones Irasema Alcántara-Ayala and Andrew S. Goudie. Cambridge University Press 2010.

Bohn V., Piccolo M., Perillo G. *Aplicación del índice estandarizado de precipitación a la Laguna Unamuno*. Asociación Argentina de Geofísicos y geodesias. Geoacta 32; 75-81.

Chuvieco, E. (1995). *Fundamentos de la Teledetección Espacial*- Ediciones Rialp S.A. Madrid, España.

Chuvieco, E. (2002). *Teledetección Ambiental*- Ariel S.A. Barcelona, España.

Ferrero, V. O. (2004). *Hidrología computacional y Modelos digitales en Terrenos.* Madrid España: Creative Commons.

Ferrero, V. O.(2009). *Sistemas de información geográfica*. Cuadernos Internacionales de Tecnología para el Desarrollo Humano, 2009, núm. 8.

Huggett, R. (2016). *Fundamentals of geomorphology*. Routledge.

Iriondo,M. (2012). *Aguas subterráneas y superficiales de la provincia de Santa Fe*. Moglia S.R.L. Santa Fe, Argentina.

Martín, R. (2014). *Meteorología Regional*: El Clima en la Pampa Húmeda. Iracema ediciones. Rosario, Argentina.

Nichols, G. (2009). Sedimentology and stratigraphy. John Wiley & Sons.

Pasotti, P., (1973). *Nuevo aporte al conocimiento de la morfología de la Llanura Santafesina*. Sociedad Argentina de Estudios Geográficos GÆA, Serie Especial 1, Rosario.

San José, J.D.R (2010). *Introducción al tratamiento de datos espaciales en hidrología*. Bubok.

TIEMPO DE ENTRADA DE AVENIDAS MÁXIMAS EN UN VASO DE ALMACENAMIENTO

Ana María Solís Encarnación y Claudia Rojas Serna
Universidad Autónoma Metropolitana-Iztapalapa, Departamento de Ingeniería de Procesos e Hidráulica
Av. San Rafael Atlixco No. 186, Col. Vicentina, C.P. 09340
Ciudad de México, México.
anam.solis@yahoo.com.mx; crojas@xanum.uam.mx

RESUMEN:

En este trabajo se desarrolla una metodología para estimar los tiempos de entrada de las avenidas máximas a un vaso de almacenamiento. Entre los criterios que se utilizaron y se compararon para el desarrollo de la metodología se mencionan los siguientes:

I. Tránsitos hidrológicos que consideraron las características físicas de la cuenca y principalmente del cauce. Esto permitió identificar y relacionar patrones entre el tiempo de concentración y el tiempo de duración de las avenidas máximas.

II. Desarrollo de modelos que consideraron las avenidas máximas registradas en las subcuencas de aportación a la presa.

Los mejores resultados se obtienen con los modelos desarrollados de tipo polinómico; que relacionan la duración de las avenidas en la parte alta de la cuenca, con respecto a los registros de entrada al vaso de almacenamiento.

RESUME:

Dans ce travail, une méthodologie est développée pour estimer les temps d'entrée des avenues maximales dans un barrage. Parmi les critères qui ont été utilisés et comparés pour le développement de la méthodologie, les suivants sont mentionnés:

I. Les transits hydrologiques qui ont pris en compte les caractéristiques physiques du bassin et principalement de la rivière. Cela a permis d'identifier et de relier les tendances entre le temps de concentration et le temps de la durée des volume d'eau maximales pendant quelque temps.

II. Développement de modèles qui ont considéré les avenues maximales enregistrées dans les sous-bassins de contribution au barrage.

Les meilleurs résultats sont obtenus avec les modèles développés de type polynomial; qui concernent la durée des crues dans la partie supérieure du bassin, en ce qui concerne les registres d'entrée dans le barrage.

PALABRAS CLAVES: avenidas máximas; vaso de almacenamiento; tránsito de avenidas

INTRODUCCIÓN

En este trabajo se desarrolla una metodología para estimar los tiempos de entrada de las avenidas máximas a un vaso de almacenamiento. Entre los criterios que se utilizaron y se compararon para el desarrollo de la metodología se mencionan los siguientes:

I. Tránsitos hidrológicos que consideraron las características físicas de la cuenca y principalmente del cauce. Esto permitió identificar y relacionar patrones entre el tiempo de concentración y el tiempo de duración de las avenidas máximas.

II. Desarrollo de modelos que consideraron las avenidas máximas registradas en las subcuencas de aportación a la presa.

Los mejores resultados se obtienen con los modelos desarrollados de tipo polinómico; que relacionan la duración de las avenidas en la parte alta de la cuenca, con respecto a los registros de entrada al vaso de almacenamiento.

OBJETIVO

El objetivo del trabajo desarrollado es introducir el conocimiento de dicho tiempo de entrada, como fundamento técnico sobre el tiempo en el que se esperaría que entraría a la presa una avenida máxima para poder anticiparse al nivel que se puede presentar en el vaso de almacenamiento y decidir con antelación su operación en estas circunstancias.

METODOLOGÍA

La metodología se ha desarrollado aplicando los criterios mencionados precedentemente y analizando los resultados que se obtenían en la presa de estudio. A continuación se menciona la metodología en tres etapas. En la primera etapa se presenta la presa que se analizó y las estaciones hidrométricas de las cuales se utilizaron sus registros. En la segunda etapa se describen los tránsitos hidrológicos que se realizaron en la cuenca de aportación al vaso de almacenamiento. La tercera etapa se refiere a los modelos que se desarrollaron para relacionar la duración de las avenidas de las subcuencas de aportación con las avenidas que entran a la presa estudiada.

Presa de estudio

La presa que se estudió para el desarrollo de la metodología es la presa “Ing. Carlos Ramírez Ulloa”, la cual es conocida como la presa “El Caracol”. Esta presa se ubica en el río Balsas, en la IV Región Hidrológica-Administrativa “Balsas”, su uso es para generación de energía eléctrica y forma parte del sistema “El Caracol”-“Infiernillo”-“La Villita”. En la Figura 1 se presenta la ubicación de la presa el Caracol y su cuenca de aportación dentro de la IV Región Hidrológica-Administrativa “Balsas”.

Se utilizó la información de las estaciones hidrométricas ubicadas en el río Balsas, mismas que son gestionadas por la Comisión Federal de Electricidad. En la Figura 2 se muestra la ubicación de las cinco estaciones hidrométricas que se utilizaron para este trabajo: “San Juan Tetelzingo”, “Atenango del Río”, “Papalutla”, “Ixcamilpa” y “Frayle”.

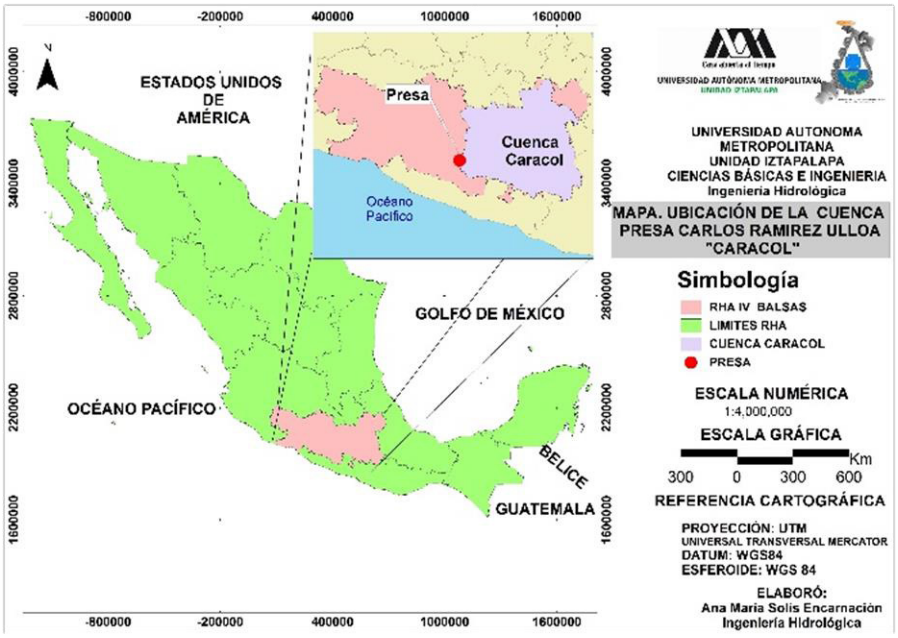


Figura 1.- Ubicación de la presa El Caracol dentro de la región Hidrológico Administrativa IV Balsas.

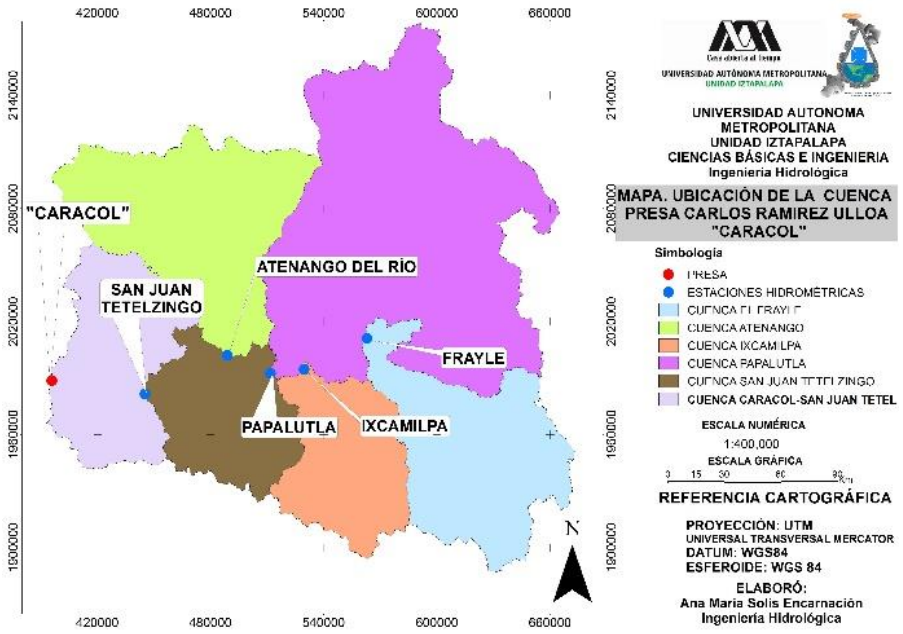


Figura 2.- Estaciones hidrométricas ubicadas en el río Balsas y delimitación de sus cuencas de aportación.

Tránsitos hidrológicos

En este estudio se utiliza un método hidrológico para realizar los tránsitos de las avenidas máximas. Esto ya que la aplicación de un método hidráulico requiere de un conocimiento más extenso de las características físicas del tramo del cauce en análisis. Se aplica el Método de Muskingum, el cual se fundamenta en la ecuación de continuidad y su ecuación es la siguiente.

$$O_2 = C_0 I_2 + C_1 I_1 + C_2 O_1 \qquad [1]$$

donde:

$$C_0 = \frac{-KX+0.5\Delta t}{K-KX+0.5\Delta t} \quad [2]$$

$$C_1 = \frac{KX+0.5\Delta t}{K-KX+0.5\Delta t} \quad [3]$$

$$C_2 = \frac{K-KX-0.5\Delta t}{K-KX+0.5\Delta t} \quad [4]$$

Es recomendable que Δt sea menor o igual a una décima parte del tiempo pico del hidrograma en análisis. Los valores de K y X tienen las mismas unidades de tiempo y los tres coeficientes C_0, C_2 y C_3 suman la unidad.

Tiempo de entrada de las avenidas máximas

Se analizaron para cada una de las cinco estaciones hidrométricas, todas las avenidas diarias de los cinco años en los cuales se registraron las máximas avenidas. Las características que se consideraron de los hidrogramas correspondientes a cada una de las avenidas identificadas por presentar un gasto pico durante el año (ver ejemplo de la Figura 4) son las siguientes: gasto pico *Qi*, tiempo pico dQ_i y duración de la avenida dT_i, donde el subíndice i corresponde al número de la avenida analizada. En la Figura 4 se ilustran estas tres características, mismas que se consideraron como variables para el desarrollo del modelo polinómico.

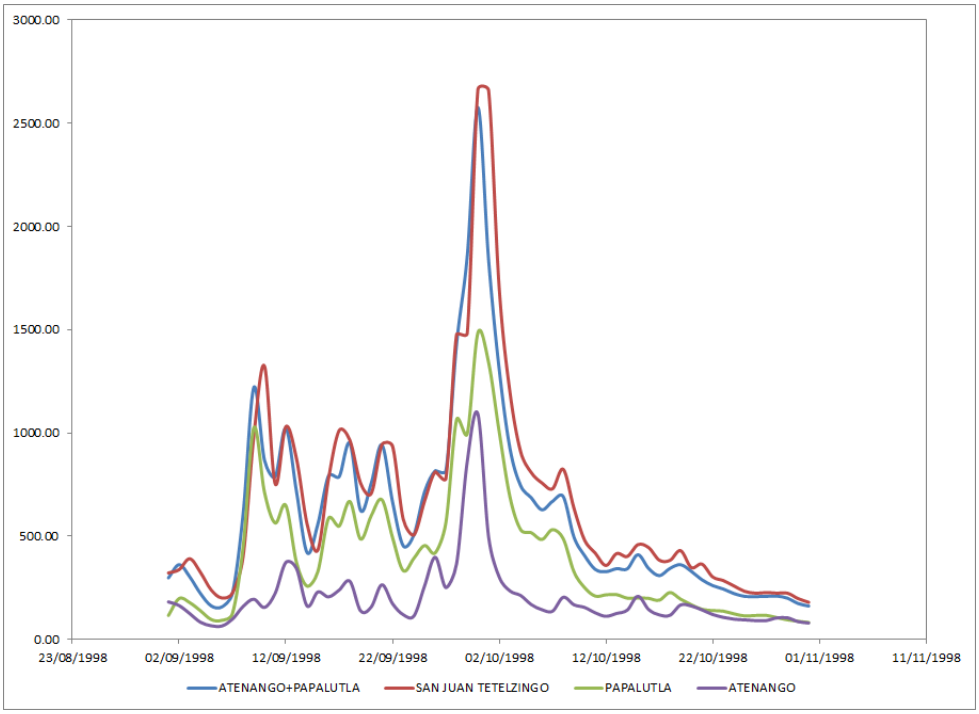


Figura 3.- Avenida máxima registrada de influencia en la presa El Caracol durante el periodo 1979-2006.

Los modelos polinómicos desarrollados tienen la siguiente forma:

$$y = \alpha x^{\beta} \quad [5]$$

La selección de los modelos se realizó de acuerdo a los valores del coeficiente de correlación y regresión R (Aparicio, 1997), mismo que debe ser lo más posible cercano a la unidad. Este coeficiente se calcula con la siguiente fórmula:

$$R = \beta \frac{\sigma_x}{\sigma_y} \qquad [6]$$

donde σ_x y σ_y son la desviación estándar de x y y.

En las ecuaciones [5] y [6], las variables x y y corresponden a las variables Qi, dQ_i y dT_i que fueron definidas precedentemente.

CONCLUSIONES Y DISCUSIÓN

El tiempo que tardan en entrar las avenidas máximas a un vaso de almacenamiento se puede determinar conociendo las características de las avenidas registradas en la parte alta de todas las cuencas de aportación a la presa. Para esto es necesario disponer de estaciones de aforo en la parte alta de la presa y principalmente en el cauce principal de la cuenca donde se ubica la presa. En nuestro caso de estudio, los modelos polinómicos desarrollados aportan mejores herramientas prácticas para determinar el tiempo en que entrarían las avenidas máximas al vaso. Esto en comparación con los tránsitos hidrológicos realizados, ya que se tienen que hacer varias iteraciones para determinar las constantes K y X (ver ecuaciones [1] a [4]) para determinar las avenidas hasta el vaso de la presa. Además, es muy importante considerar que el Método de tránsito utilizado se fundamenta en la ecuación de continuidad y por los análisis realizados, esta hipótesis no es válida para los tramos analizados entre estaciones hidrométricas. Esto principalmente ya que los tramos son muy largos lo que origina en gran medida grandes aportaciones por cuenca propia entre cada una de estas estaciones.

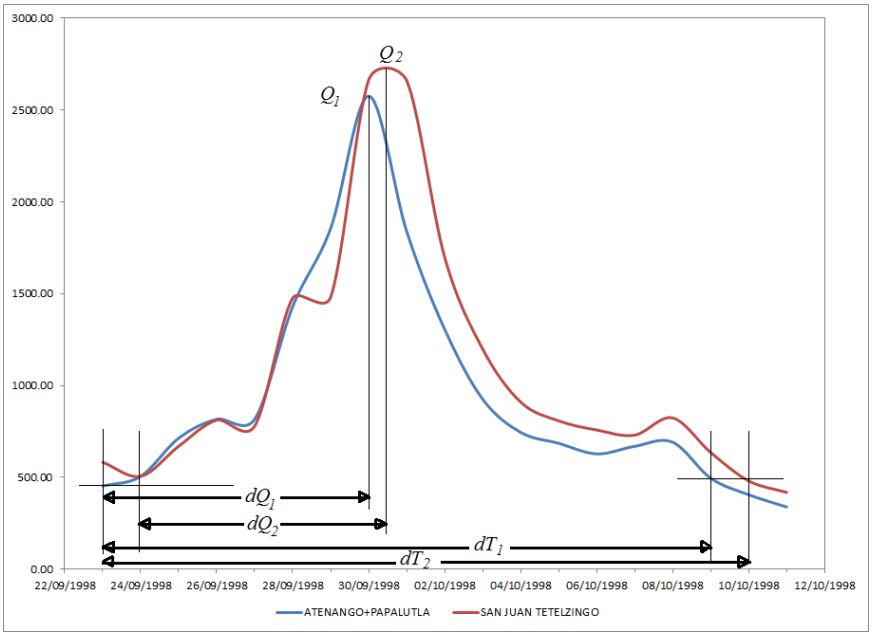


Figura 4.- Esquema de las variables consideradas en el desarrollo de los modelos polinómicos.

La continuación de este trabajo es aplicar modelos lluvia-escurrimiento con el interés de desarrollar modelos que además utilicen los datos de lluvia para determinar con mayor exactitud el tiempo de entrada de las avenidas máximas a una presa. Esto con el interés de conocer con antelación las características de los hidrogramas que se presentarían antes de que éstos se registren en tiempo real en las estaciones hidrométricas.

En el caso de estudio, la cuenca está suficientemente instrumentada con pluviómetros instalados, sin embargo, aunque la captura de los datos es en tiempo real en el sitio de cada pluviómetro, aún falta invertir para que el envío de la información también sea en tiempo real. Ya que es necesario que el operador de la presa conozca las precipitaciones en tiempo real y las

avenidas que se están presentando en la parte alta de la cuenca. Con esto se tendrá el conocimiento de las avenidas que se esperan en la presa. Actualmente sólo un pluviómetro envía información en tiempo real cada 15 minutos, pero es insuficiente para tener una eficiencia alta en la determinación de las avenidas que llegarán a la presa. La sala de operaciones de esta información también necesita inversión, principalmente para realizar simulaciones computacionales que agilicen los cálculos y se puedan usar los resultados en la toma de decisiones de operación de la presa. Actualmente, sólo se está en condiciones de realizar cálculos para comparar las avenidas que han entrado a la presa, con las avenidas que se pueden calcular con la información diferida de incluso hasta por una semana.

AGRADECIMIENTOS

En el desarrollo de este trabajo ha sido fundamental la disponibilidad de los datos. Agradecemos a la Comisión Federal de Electricidad (México) por los datos que nos proporcionaron, entre los que se destacan los registros de las estaciones hidrométricas que dicha Comisión gestiona. Agradecemos especialmente al Ing. Iván Rodríguez Rodríguez de la Gerencia de Ingeniería Civil de la Comisión Federal de Electricidad por su valioso e incondicional apoyo y por la información que nos proporcionaron.

REFERENCIAS

Aparicio, M.F.J. (1997). *Fundamentos de Hidrología Superficial.* Quinta reimpresión, México, Noriega Editores.

Breña, P.A. y Jacobo, V.M. (1996). *Principios y Fundamentos de Hidrología Superficial.* Primera edición., México, Universidad Autónoma Metropolitana, 303pp.

Pizarro, R., Hormazábal, M., León, L., Morales, C. (2014). "Determinación empírica de los parámetros que modelan el tránsito de avenidas, por el método de Muskingum, en zonas de clima mediterráneo de Chile central". Textinfo ed. 5.1, Chile, Universidad de Talca Chile. http://eias.utalca.cl/Docs/pdf/Publicaciones

Viessman, W., Lewis, G.L. and Knapp, J.W. (1989). *Introduction to hidrology.* Third edition, Harper & Row.

IAHR AIIH
XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBREDE 2018

ANÁLISIS MULTICRITERIO DE ALTERNATIVAS TÉCNICAS DE GESTIÓN DE SEDIMENTOS EN EMBALSES MEDIANTE MODELACIÓN HIDROLÓGICA DISTRIBUIDA

Manuela Otálvaro, Sergio Posada, Juan Camilo Rojas, y Blanca A. Botero
Universidad de Medellín, Colombia, manuotalvarobarco@gmail.com, slpm28@gmail.com, juan-krojas@hotmail.com, babotero@udem.edu.co

RESUMEN:

La pérdida de volumen útil en embalses para generación hidroeléctrica, debido al aporte de sedimentos de la cuenca aguas arriba, es un problema común que se debe intervenir oportunamente. En este artículo se presenta la implementación de un modelo hidrológico en una cuenca aportante a un embalse de generación hidroeléctrica, con el objetivo de cuantificar el aporte de sedimentos y evaluar diferentes alternativas de gestión de sedimentos a nivel de cuenca.

Se plantearon tres escenarios de gestión de sedimentos en la cuenca, con el fin de cuantificar la cantidad de sedimentos que ayuda a reducir cada uno de ellos con base a la condición actual. Estos escenarios constan de cambios en la cobertura y buenas prácticas de cultivos en la cuenca para reducir la erosión generada, así como la construcción de una presa de retención de sedimentos. El porcentaje de reducción de sedimentos junto con el costo de inversión, el impacto social e impacto ambiental, se utilizan como criterios para un modelo de decisión multicriterio en donde se contó con el aporte de expertos en áreas de hidrología, administración y economía para establecer la alternativa más viable, la cual fue la reforestación de las coberturas de pastos y arbustos.

PALABRAS CLAVES: Modelo hidrológico; Gestión de Sedimentos, Análisis Multicriterio;Proceso de Jerarquía Analítica

ABSTRACT:

The storage loss in reservoirs for hydroelectric generation, due to the contribution of sediments from the basin upstream, is a common problem that must be intervened in a timely manner. This paper presents the implementation of a hydrological model in a basin that contributes to a hydroelectric generation reservoir, with the objective of quantifying the contribution of sediments and evaluating different sediment management alternatives at the basin level.

Three sediment management scenarios were proposed in the basin, in order to quantify the amount of sediment that each of them help to reduce based on the current condition.These scenarios consist on coverage changes and good practices of crops in the basin, as well as the construction of a sediment retention dam.The percentage of sediment reduction along with the cost of investment, social impact and environmental impact are used as criteria for a multicriteria decision model where experts from the hydrology, administration and economy areas contribute to establish the most feasible alternative, which was the reforestation of the coverings of pastures and shrubs.

KEYWORDS: Hydrological Model; Sediment Management, Multicriteria Analysis; Analytic HierarchyProcess

INTRODUCCIÓN

La pérdida de volumen útil de los embalses para generación de energía se ha convertido en un problema actual y urgente a resolver. En la última década, se han multiplicado las publicaciones en este tema, como lo evidencian los trabajos de Kondolf, et al. (2014), Haregeweyn et al. (2012) y Wang &Kondolf, (2014). La pérdida de volumen útil ha dejado a algunos embalses fuera de operación, tal es el caso de los embalses españoles Doña Aldonza con una pérdida de capacidad del 97,6% en 22 años de operación y Pedro Marín con una pérdida de capacidad del 94,2% en 23 años de operación (Cobo, 2008). Dados estos antecedentes internacionales, para las empresas generadoras de energía hidroeléctrica, ha comenzado a ser parte importante de su inversión en investigación, el desarrollo de estudios sobre el aporte y el transporte de sedimentos a sus embalses.

La central hidroeléctrica de San Carlos, es la central de mayor capacidad instalada de Colombia con 1.240 MW (ISAGEN, s.f.). Está localizada en el departamento de Antioquia, en jurisdicción del municipio de San Carlos. Esta central, es alimentada por las aguas captadas desde el embalse de Punchiná, el cual, desde el inicio de su operaciónha perdido aproximadamente el 22% de su capacidad inicial, debido al proceso de sedimentación en el embalse (León Oliveros, 2016). Como una alternativa para abordar el problema, se decide incorporar técnicas de análisis multicriterio y modelación hidrológica para la evaluación de las alternativas técnicas de gestión de sedimentos para este caso de estudio.

Los enfoques económicos convencionales, como la técnica del análisis costo beneficio, son limitados para la implementación de sistemas de mitigación con el fin de reducir al mínimo los impactos de la sedimentación (Prato, 1999). Es por eso que la incorporación de técnicas de análisis multicriterio en la gestión de sedimentos para empresas de generación de energía, se ha convertido en una herramienta útil que permite la orientación de la gestión del sedimento hacia la sostenibilidad empresarial (Haregeweyn et. al, 2012). Las técnicas de análisis multicriterio más utilizadas han sido PROMETHEE (Preference Ranking OrganizationMethodsforEnrichmentEvaluations), ELECTRE (Elimination and ChoiceTranslatingalgorithm) y AHP (AnalyticHierarchyProcces), entre otras (Yatsalo, et al. 2007; Kiker et al. 2005).

En el presente trabajo, con el fin de priorizar las alternativas de manejo de sedimentos para la prolongación del volumen útil del embalse en estudio, se empleó la técnica de análisis multicriterio AHP (Saaty, 1980), la cual, asume que el tomador de la decisión realiza juicios tanto objetivos como subjetivos, proporcionando un mecanismo útil para verificar la consistencia de los criterios de evaluación y alternativas, reduciendo así el sesgo en la toma de decisiones (Jaiswal, et al., 2014). Dicha técnica ha sido empleada en numerosos estudios sobre la gestión de recursos naturales y evaluación de impactos ambientales (Kiker, et al, 2005).

Así mismo, se plantea el uso de la modelación hidrológica distribuida, que incorpore el análisis del aporte de sedimentos, como una herramienta para la evaluación cuantitativa de las alternativas a nivel de cuenca, incorporadas dentro del análisis multicriterio. La modelación hidrológica de este tipo se ha utilizado para el análisis de aporte de sedimentos en los trabajos de Herrero et al, (2017) y Buendia et al, (2015). La implementación del modelo respecto a otras técnicas no distribuidas, permite generar series de caudales sólidos allí donde se desee, para poder evaluar posteriormente los cambios que introducen las alternativas a evaluar, sobre el volumen y caudal de sólidos en diferentes puntos de la cuenca.

MATERIALES Y MÉTODOS

A continuación se describe en un primer apartado la técnica multicriterio utilizada y en el segundo apartado la implementación del modelo hidrológico para la cuenca en estudio.

Técnica de análisis multicriterio AHP (AnalyticHierarchyProcess):

El método AHPanaliza los factores que intervienen en el proceso de decision sin requerir que estos se encuentren en una escala común, convirtiéndola en una de las técnicas de decisión más empleada para resolver problemas socioeconómicos ya que incorpora factores sociales, ambientales y otras consideraciones no económicas en el proceso de toma de decisiones (García et al, 2006).

Los datos con los que AHP trabaja son un conjunto de criterios y un conjunto de alternativas entre las que se debe elegir la más adecuada. El método AHP genera un peso para cada criterio acorde con las comparaciones por pares realizadas por el tomador de decisión. A mayor peso de un criterio, mayor importancia se le otorga a éste. A continuación, para un criterio fijo, el método asigna una puntuación a cada alternativa basándose en las comparaciones por pares de las alternativas para el criterio considerado. Por último combina los pesos de los criterios y las puntuaciones de las alternativas para obtener una puntuación global para cada alternativa, estableciendo así un *ranking* de preferencia entre estas. Esta puntuación global es una suma ponderada de las puntuaciones con respecto a todos los criterios Fontana (2015).

Las primeras fases del método de toma de decisiones son: definición del problema, definición de las alternativas, y definición y ponderación de los criterios. En el último paso comienza la implicación del método AHP, cuyas etapas son descritas con detalle a continuación:

Paso 1.Cálculo del vector de pesos de criterios:

En el caso de *m*criteriosde evaluación, la comparación apareada del elemento *i*con el elemento*j*es colocado en la posición a_{ij}de la matriz A de comparaciones apareadas, tal como se ilustra en[1]. Los valores recíprocos de estas comparaciones son colocados en la posición a_{ji}de A, con la finalidad de preservar la consistencia del juicio. El decisor participante debe comparar la importancia relativa de un elemento con respecto a un segundo, usando la escala presentada en la Tabla 1. Por ejemplo, si el criterio 1 fue calificado como fuertemente más importante que el criterio2, entonces en la posición a_{12}se coloca un 5 y recíprocamente en la posición de a_{21}se coloca 1/5(García et al, 2006).

$$A = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{1m} \\ a_{21} & a_{22} & a_{2m} \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ a_{m1} & a_{m2} & a_{mm} \end{bmatrix} \qquad [1]$$

Tabla 1. Escala para comparación apareada según Saaty (1980)

Escala	Escala verbal
1	Igual importancia
3	Moderadamente más importante un elemento que el otro
5	Fuertemente más importante un elemento que otro
7	Mucho más fuerte la importancia de un elemento que la del otro
9	Importancia extrema de un elemento frente al otro.
2,4,6,8	Valores intermedios de decisión

Una vez construida la matriz A, el paso siguiente para la sintetización de los datos es obtener a partir de ella la matriz normalizada A_{norm}, igualando a la unidad la suma de los valores de cada columna. Cada valor de esta matriz se calcula como:

$$\hat{a}_{ij} = \frac{a_{ij}}{\sum_1^m a_{ij}} \qquad [2]$$

$$A_{norm} = \begin{bmatrix} \hat{a}_{11} & \hat{a}_{12} & \hat{a}_{1m} \\ \hat{a}_{21} & \hat{a}_{22} & \hat{a}_{2m} \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ \hat{a}_{m1} & \hat{a}_{m2} & \hat{a}_{mm} \end{bmatrix} \qquad [3]$$

Una vez calculada esta matriz, el vector de pesos de criterio*w* se obtiene calculando el valor medio de cada columna de A_{norm}:

$$w_i = \frac{\sum_1^m \hat{a}_{ij}}{m} [4]$$

Paso 2.Cálculo de la matriz de puntuación de las alternativas:

El primer paso para obtener la matriz de puntuación de alternativas es construir tantas matrices *B*como criterios de evaluación*m* se tengan. Estas matrices son cuadradas de dimensión n, siendo n el número de alternativas en consideración. Estas matrices se conocen con el nombre de *matrices de comparación por pares*, y cada término $b_{kl}^{(m)}$, de una matriz $B^{(m)}$ está conformado por la evaluación de la alternativa *k*con respecto a la *l* para el criterio *m*. el modo de llenar la matriz $B^{(m)}$ sigue los mismos criterios y reglas que la matriz A en [1].

Una vez obtenidas todas las matrices $B^{(m)}$, presentarán una estructura similar a la matriz A, y el siguiente paso será aplicar la misma normalización que se aplicó anteriormente a dicha matriz con el fin de obtener las matrices normalizadas$B_{norm}^{(m)}$del modo:

$$\hat{b}_{kl}^{(m)} = \frac{b_{kl}^{(m)}}{\sum_1^n b_{kl}^{(m)}} \qquad [5]$$

Una vez normalizadas las matrices, se aplica la misma ecuación [4], dando lugar a *n* vectores $s^{(m)}$ (vector columna de dimensión *n*), que tendrán las evaluaciones de las *n* alternativas para cada criterio *m.*

$$s_k^{(m)} = \frac{\sum_1^n \hat{b}_{kl}^{(m)}}{n} [6]$$

Finalmente, la matriz de puntuación de alternativas S se construye adicionando los vectores $s^{(m)}$

$$S = \left[s^{(1)}, s^{(k)}, \ldots . s^{(n)}\right] \qquad [7]$$

Paso 3. Clasificación de las alternativas:

Una vez se obtiene tanto el vector *w* como la matriz *S*, el último paso del método es obtener un vector *v* de puntuaciones globales mediante la simple operación:

$$v = S \cdot w \qquad [8]$$

Por último, el ranking de alternativas se obtiene ordenando los valores obtenidos en orden decreciente.

Modelo hidrológico distribuido TETIS Sedimentos:

En la cuenca se implementó el modelo hidrológico distribuido TETIS, el cual es un modelo conceptual distribuido para la simulación hidrológica que cuenta con un sub modelo que permite la simulación del caudal sólido. Fue desarrollado por el Grupo de Investigación en Hidráulica e Hidrología del Departamento de Ingeniería Hidráulica de la Universidad Politécnica de Valencia, España. El modelo ha sido probado con resultados satisfactorios en diferentes escenarios climáticos en cuencas con un amplio rango de áreas y para objetivos diversos (Francés, et al, 2007; Guichard, et al, 2009; Bussi, et al, 2016). La calibración del submodelo de sedimentos se realizó utilizando los aportes de sedimentos al embalse de Punchiná calculados en diferentes estudios, a partir de las batimetrías realizadas en los últimos diez años.

El modelo requiere para su implementación la construcción de mapas tipo raster, que se derivan del DEM de la cuenca, como pendientes, velocidades de flujo que se relacionan con la pendiente, direcciones de flujo y celdas acumuladas. Adicionalmente, requiere de las características del suelo y de la cobertura, como la conductividad hidráulica en la capa superior del suelo (en condiciones de saturación) Ks, conductividad hidráulica en la capa inferior del suelo(subsuelo) en condiciones de saturación que se conoce como capacidad de percolación Kp y el contenido de agua útil del suelo (Hu), obtenido mediante:

$$Hu = \frac{\rho_b P(H_{cc} - H_{pmp})}{\rho_w 100} \qquad [9]$$

Donde Hu: es el contenido de agua útil para el horizonte (mm), $\rho_{b:}$ la densidad aparente del suelo seco (gr/cm^3), P:espesor del horizonte (m) o la profundidad de raíces en el horizonte, H_{cc}:capacidad de campo en porcentaje,H_{pmp}: es el punto de marchitez en porcenaje y ρ_w densidad del agua.

Estos parámetros son derivados del mapa de suelos de la cuenca, del mapa de unidades geológicas proporcionados por la empresa, y del mapa de coberturas de la cuenca, obtenido del Instituto de hidrología, meteorología y estudios ambientales (IDEAM). A partir de los perfiles modales del suelo, utilizando el software SPAW (Saxton, E, 2006), se obtienen los valores de Ks, Hcc, Hpmp, ρ_b. Combinando la capacidad de campo con la profundidad de raíces de cada cobertura sobre la cuenca se obtienen el mapa de Hu. El Kp se deriva del mapa de geología. En Francés et al, (2012) se puede encontrar mayor detalle de estos parámetros y del funcionamiento del modelo. El modelo cuenta con ocho factores correctores que permiten modificar los mapas de parámetros iniciales, con el fin de calibrar el modelo de una manera más eficiente, mediante el uso del índice de Nash, y el error en volumen.

El submodelo de sedimentos permite estimar el caudal solido a partir de la ecuación modificada por Julien (1995) para considerar los efectos de los usos del suelo, las prácticas de cultivo y las características de los suelos, llegando a la siguiente relación a partir de los parámetros de la Usle y del caudal liquido según la ecuación:

$$q_t = 23210 S_0^{1.66} \left(\frac{Q}{W}\right)^{2.035} \frac{K}{0.15} C\ P \qquad [10]$$

Donde q_t: Caudal unitario de sedimentos, S_0: Pendiente, Q: Caudal por unidad de ando W, K: Factor de erosionabilidad, C: Factor de cultivo y P: Factor de prácticas de conservación.

En el modelo, la capacidad de transporte calculada se utiliza en primer lugarpara la propagación los sedimentos aguas abajo, por fracción de tamaño de acuerdo con el porcentaje presente en suspensión y como material del lecho. Luego, si aún queda capacidad de transporte, el suelo es erosionado proporcionalmente al porcentaje de la fracción de tamaño correspondiente de material parental(Francés et al, 2012). Este material se tiene en cuenta en el modelo TETIS mediante los mapas de porcentaje de arena, porcentajede limo y porcentaje de arcilla, obtenidos del mapa de suelos de la cuenca.

La simulación realizada es continua a escala diaria, por lo tanto se requieren datos de evapotranspiración potencial. Esta última se obtiene a partir de datos de temperatura de una estación ubicada sobre la cuenca, utilizando la ecuación de Thornthwaite. El modelo utiliza un factor de cultivo para estimar la evapotranspiración real a partir de la potencial y del tipo de cobertura.

CASO DE ESTUDIO

La cuenca aportante al embalse Punchiná, tiene un área de 284.32 km^2 (ver Figura 1). El embalse se forma principalmente por la confluencia del río San Carlos y el río Guatapé. Las estaciones de precipitación y caudal con las que se cuenta en la cuenca se muestran en la Figura 1.

Para la cuenca, el estudio realizado por SHI S.A.S (2018) estima el aporte de sedimentos que llegan al embalse Punchiná utilizando el caudal pico y empleando la Ecuación Universal Modificada de Pérdida de Suelo (MUSLE). En dicho estudio se determinó que la tasa de erosión anual que llega al embalse es de 0.812 Mm^3/año y que las cuencas que más aportan son la cuenca del río San Carlos con 0.68 Mm^3/año, seguida de la cuenca del río Guatapé con 0.12 Mm^3/año.

Así mismo, se tienen otros estudios en donde se ha estimado la tasa de sedimentos anual que llega al embalse Punchiná, como la estimada por Hermelin(2005) con un valor de 0.88 Mm^3/año y la estimada por Morris (2014) con un valor de 0,72 Mm^3/año.

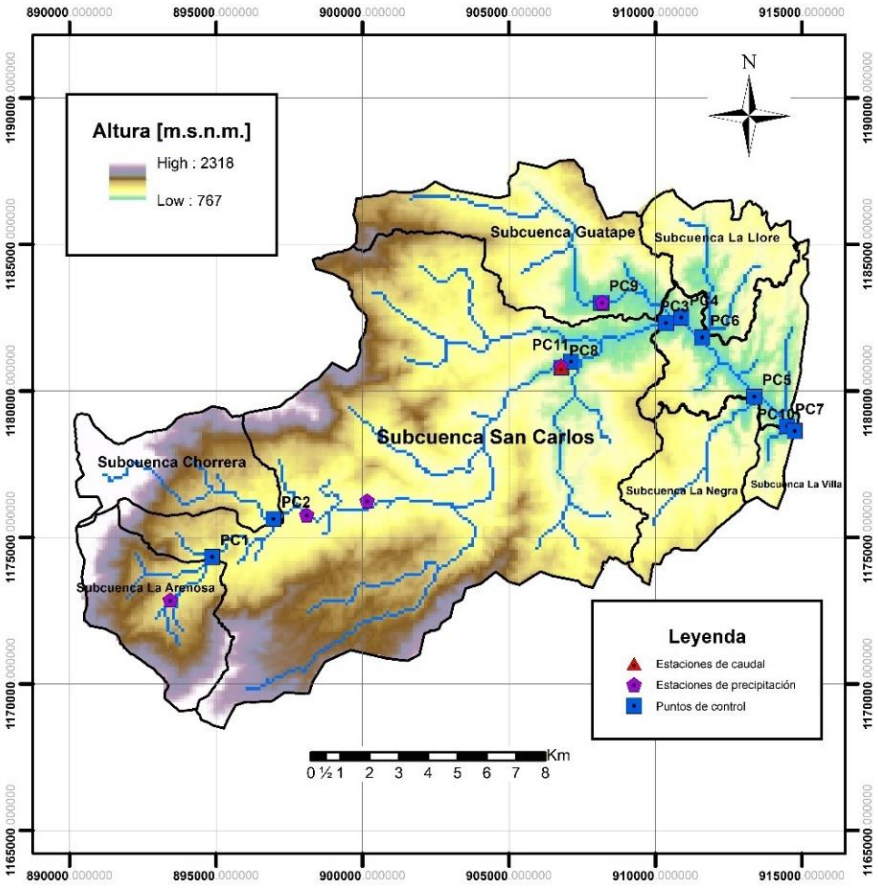


Figura 1.- Cuenca aportante al embalse Punchiná.

Elementos del Análisis Multicriterio para el caso de estudio

A continuación se realiza una breve descripción de las alternativas de gestión de sedimentos y los criterios de evaluación utilizados en el caso de estudio, necesarios para realizar el AHP, con el fin de generar un ranking de preferencias para las alternativas de manejo de sedimentos en la cuenca aportante al embalse Punchiná.

Alternativas para la gestión de sedimentos

Alternativa 1: reforestación o revegetalizacion:

Una fuente importante de producción de sedimentos en la cuenca aportante al embalse Punchiná, corresponde a los procesos de erosión laminar acelerados por los cambios del uso y de la cobertura del suelo en la cuenca (SHI S.A.S., 2018).

Actividades encaminadas a la reforestación o revegetalización de áreas contribuyen a la disminución de la producción de sedimentos. Este tipo de medidas, las cuales, tienen una implementación a largo plazo, involucran actores como la empresa duela de la central (ISAGEN), la corporación ambiental con jurisdicción en la cuenca (CORNARE), la comunidad y entes territoriales del municipio de San Carlos y se pueden articular con el esquema de protección BanCO2, el cual trabaja por la protección del medio ambiente, a través de la compensación económica a familias vinculadas, por medio del pago por servicios ambientales para contribuir a la conservación de la cuenca y disminuir la degradación actual de los suelos (SHI S.A.S., 2018).

La alternativa 1 consiste en reforestar 62 km^2de las áreas cubiertas de pastos y arbustos de la cuenca San Carlos, lo cual, equivale a 22% del área total de la cuenca tributaria del embalse Punchiná.Esta alternativa se plantea ya que la cuenca del río San Carlos contribuye con el 74% del

volumen total de sedimentos que llegan al embalse Punchiná, según se mostrará posteriormente. Dentro de las áreas reforestadas, se encuentran las cuencas La Arenosa y La Chorrera, ya que mediante la simulación hidrológica realizada en el presente trabajo, se identificó que éstas aportan aproximadamente el 34% de los sedimentos que produce la cuenca del río San Carlos.

A continuación se presenta un esquema de las actividades y estudios requeridos para desarrollar esta alternativa (SHI S.A.S., 2018)

Tabla 2.-Esquema de actividades para el desarrollo de la alternativa 1

Prediseño	Construcción	Operación
- Identificación de predios con usos del suelos Arbustos y matorrales y pastos - Verificación en campo de las coberturas vegetales - Evaluación predial y valorización de los mismos - Estudio y diseño del plan de reforestación	-Adquisición y/o negociación para el plan de reforestación -Siembra de especies	- Seguimiento al plan de reforestación

Alternativa 2: mejoramiento de prácticas agrícolas

Según el estudio del perfil productivo urbano y rural para el municipio de San Carlos, desarrollado por el Programa de las Naciones Unidad para el Desarrollo (PNUD, 2015), las áreas agrícolas del municipio de San Carlos, Antioquia, están conformadas por cultivos de café, caña y plátano principalmente, y por cacao, maíz, yuca, frijol y frutales administrados en huertas caseras (PNUD, 2015). Gracias al desarrollo agrícola el suelo sufre un desgaste de nutrientes que generan erosión (PNUD, 2015).

En dicho informe se sostiene que se requiere de un acompañamiento técnico en el manejo agrónomo de los cultivos para obtener una mejor producción y calidad, adoptando un Manejo Integrado del Cultivo (MIC), que consiste en llevar a cabo buenas prácticas agrícolas; dichas prácticas, consisten en tener una programación y preparación del cultivo; producir semilleros; adelantar procesos de siembra, riego, fertilización, control de plagas y enfermedades; eliminar cultivos anteriores y, si se hace rotación de cultivos, llevar registros detallados (PNUD, 201).

La alternativa 2 consiste en mejorar las prácticas agrícolas en 20.67 km^2 de la cuenca tributaria del embalse Punchiná, en donde se incluyen actividades de capacitación y acompañamiento para los dueños de cultivos. Este tipo de medidas, las cuales, su implementación es a largo plazo, involucran también a los actores en la cuenca como ISAGEN, CORNARE, la comunidad y entes territoriales del municipio de San Carlos y se pueden articular con el esquema de protección BanCO2, para contribuir a la conservación de cuenca y disminuir la degradación actual de los suelos (SHI S.A.S., 2018).

A continuación se presenta un esquema de las actividades y estudios requeridos para desarrollar esta alternativa (SHI S.A.S., 2018)

Tabla 3.-Esquema de actividades para el desarrollo de la alternativa 2

Prediseño	Construcción	Operación
- Identificación de zonas de cultivo. - Identificación de prácticas agrícolas. - Definición y diseño del plan de capacitación y acompañamiento.	- Puesta en marcha del plan de capacitación y acompañamiento.	- Seguimiento al plan diseñado

Alternativa 3: construcción de presa de retención de sedimentos

Consiste en la construcción de una presa en concreto ciclópeo revestido de concreto hidráulico de 20 metros de altura y 35 m de longitud, sobre la cual, se incorporará un vertedero para el paso de crecientes máximas y se alojarán orificios libres que permitirán el paso de caudal durante las condiciones bajas y medias del río. Las dimensiones de la presa permiten la formación de un embalse temporal aguas arriba del sitio de presa, con el fin de retener el 75% de los sedimentos

durante eventos de creciente (SHI S.A.S., 2018). Posterior a la temporada de invierno se deberá extraer el material que queda retenido, al menos dos veces al año, y luego depositarlo en botaderos (públicos o privados) y/o vender a terceros cierta cantidad de material para fines productivos (ej. construcción), que puedan suplir las necesidades de los municipios cercanos (SHI S.A.S., 2018).La presa de retención de sedimentos estará localizada aguas arriba de la confluencia del río San Carlos y la quebrada San Blas (SHI S.A.S., 2018), su ubicación se presenta en la Figura 1 como PC 11.

Esta alternativa es una solución temporal de corto plazo y su eficiencia depende del volumen de retención y del mantenimiento riguroso que se le haga a esta obra durante toda su vida útil. En su implantación se encuentran actores involucrados como la comunidad y entes territoriales del municipio de San Carlos, ISAGEN, CORNARE, Agencia Nacional Minera, Mineros artesanales de la zona, y minas y canteras actuales de extracción de material (SHI S.A.S., 2018).

A continuación se presenta un esquema de las actividades y estudios requeridos para desarrollar esta alternativa (SHI S.A.S., 2018)

Tabla 4.-Esquema de actividades para el desarrollo de la alternativa 3

Prediseño	Construcción	Operación
- Análisis hidrológico de caudales máximos - Levantamiento topobatimétrico del tramo del cauce a ser intervenido - Caracterización geomorfológica fluvial del tramo - Modelamiento hidráulico en condiciones actuales del tramo - Pre dimensionamiento de obras - Modelamiento hidráulico del tramo en condiciones proyectadas con la obra - Ajuste del diseño hidráulico de las obras - Pre diseño estructural -Análisis financiero del proyecto	- Análisis predial - Estudio para permisos ambientales - Tramite de permisos ambientales requeridos - Estudio geotécnico - Diseño a detalle de construcción	- Extracción del material depositado - Transporte del material al sitio de disposición - Disposición del material y/o aprovechamiento del mismo

Los criterios de evaluación utilizados en el AHP, fueron:

1. **Costo de inversión:**En este criterio de evaluación se estiman los costos de inversión que requieren la implementación de las alternativas a evaluar. Bajo este criterio se considerará mejor la alternativa que tenga un costo de inversión y mantenimiento más bajo.
2. **Reducción de tasa de sedimentos:** Se cuantifica mediante la modelación hidrológica, el porcentaje de reducción en los sedimentos que entran al embalse Punchiná. La alternativa que se considera mejor es la que tenga el porcentaje más alto de reducción de sedimentos.
3. **Impacto social:**Se identifican los impactos sociales provenientes de la construcción o implementación de las alternativas evaluadas. Se considera como mejor la alternativa que genere menos impactos sociales negativos.
4. **Impacto ambiental:**Se identifican los impactos ambientales asociados a los componentes bióticos y abióticos como resultado de la construcción e implementación de las alternativas evaluadas. Se priorizará la alternativa que genere bajos impactos ambientales negativos.

RESULTADOS

La calibración de caudal líquido se realiza para el año 2015, utilizando la serie de caudales en la estación Puente Arkansas (ver Figura 2) obteniendo un índice de Nash de 0.521 y un error en volumen de 0.212 %. La validación se realiza para el año 2014, para el cual el índice de Nash es de 0.42y el error en volumen de -21.937%. El período de simulación abarca el periodo de calibración y validación y se extiende hasta diciembre de 2017, con el fin de obtener resultados más robustos frente a la tasa de sedimentación suministrada.

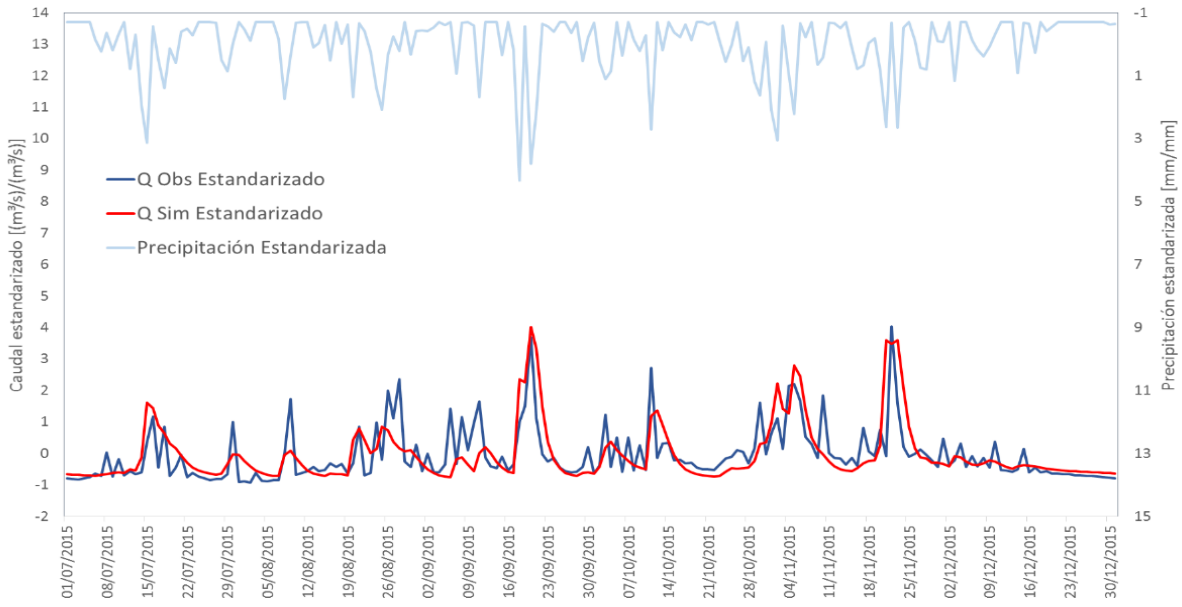


Figura 2.- Series de caudal líquido estandarizado observado y simulado con el Modelo TETIS, para el período de calibración.

En la Figura 3, se presenta para la cuenca los mapas de los factores P y C para la condición actual, así mismo se obtuvieron los mapas del parámetro K, y los porcentajes de arena, arcilla y limo. Los caudales sólidos fueron calibrados de acuerdo con la tasa anual de aporte de sedimentos, reportada en estudios propios de la empresa, a partir de la comparación de diferentes batimetrías entre el año 2008 y 2015 con un valor de 0.42 Mm^3/año y el porcentaje de atrapamiento de 0.58%reportado también por la empresa enLeón Oliveros (2016)

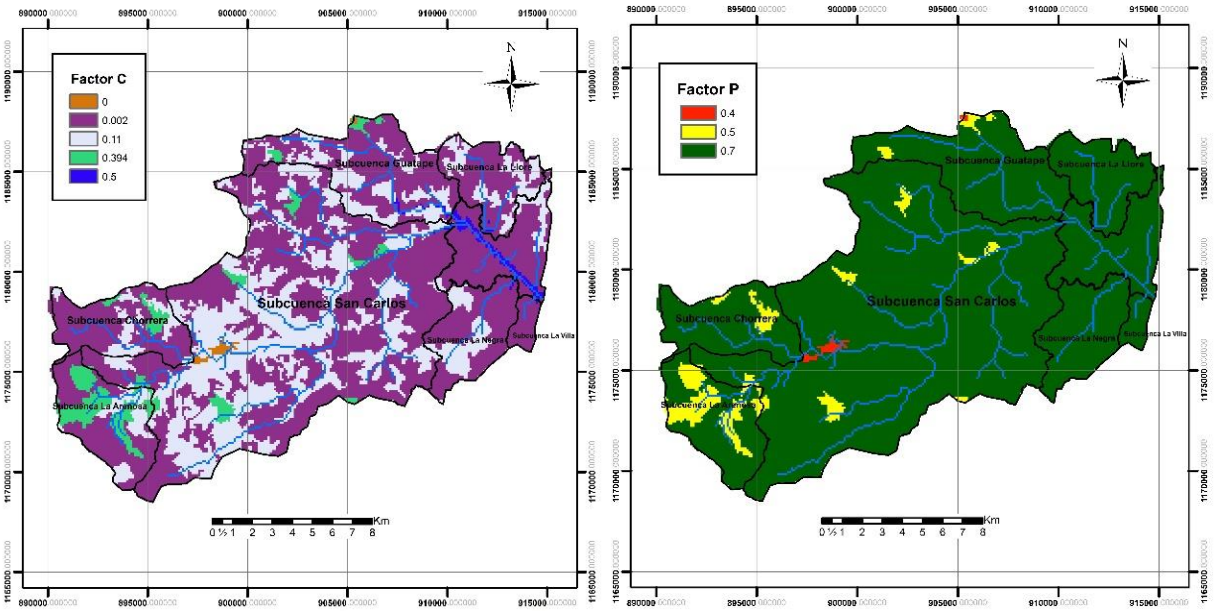


Figura 3.-Factor C (izquierda) y Factor P (derecha) para la condición actual de la cuenca tributaria del embalse Punchiná

Las alternativas de control de sedimentos no estructurales a nivel de cuenca como reforestación y prácticas de conservación del suelo se evaluaron mediante la modelación con el modelo TETIS a través de la creación de dos escenarios. El primero consistió enreforestar con bosques 62 km^2 cubiertos por pastos y arbustos, lo cual, produjo cambios en el mapa de coberturas de la cuenca, el mapa de Hu, y los mapas del factor C y el factor P.El segundo escenarioconsistió

enmejorar las prácticas agrícolas en 20.67 km^2 de la cuenca tributaria del embalse Punchiná,afectando el factor P el cual cambió de 0.5 a 0.1 en las zonas agrícolas, reduciendo así el aporte de sedimentos. Por último, en el tercer escenario, el cual es una medida estructural de gestión de sedimentos, no se produce ningún cambio en los mapas empleados para la modelación hidrológica en TETIS.

Para evaluar la reducción de los sedimentos se establecieron sobre la cuenca once puntos de control (PC) que se pueden ver en la Figura 1 y corresponden con los cierres de las cuencas La Arenosa, La Chorrera, San Carlos, Guatapé, La Negra, La Lloré y La Villa (PC1 a PC7 respectivamente). Los puntos PC 8 y PC9 corresponden a las estaciones de aforo Puente Arkansas y Puente Charcón. El punto PC 10 es el punto de cierre de la cuenca tributaria del embalse Punchiná. El punto de control PC 11, como se mencionó anteriormente, es donde se ubica la alternativa 3. En la Figura 4 se puede apreciar la disminución de la tasa de aporte de sedimentos para cada uno de los puntos de control mencionados, con cada una de los escenarios.

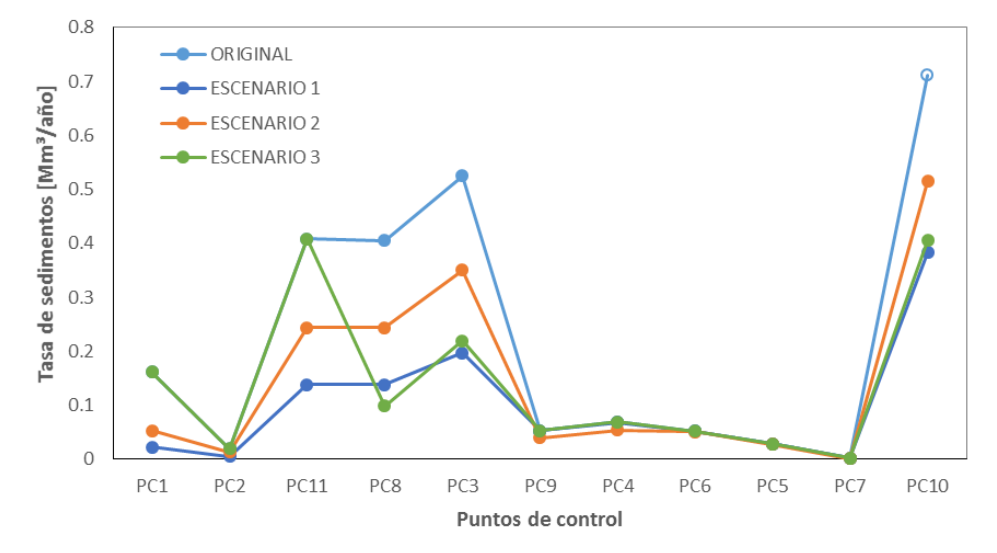


Figura 4.- Comparación de tasas de producción de sedimentos para los diferentes escenarios.

Mediante la modelación hidrológica en TETIS, se determinó que la tasa de sedimentos que llega al embalse Punchiná es de 0.71 Mm^3/año (Ver Tabla 5), así mismo, se determinó que las cuencas del rio San Carlos y Guatapé aportan el 74% y 10% de los sedimentos que llegan al embalse respectivamente. De acuerdo a la modelación del escenario 1, se estableció que la cuenca del río San Carlos produce una tasa de sedimentos de 0.19 Mm^3/año, por lo tanto se puede concluir que este escenario contribuye con la reducción del 62% de los sedimentos y la cuenca tributaria del embalse Punchiná produce 0.38 Mm^3/año con una reducción de sedimentos del 46%.

Con la modelación del escenario 2 se tiene un aporte de sedimentos de las cuencas del río San Carlos y Guatapé de 0.35 Mm^3/año y 0.054 Mm^3/año respectivamente, logrando reducir la producción de sedimentos en 33% para la cuenca del río San Carlos y un 21% en la cuenca del río Guatapé. En cuanto a la cuenca tributaria del embalse Punchiná se tiene una producción de 0.52 Mm^3/año, logrando una reducción de 28%. Por último, mediante la modelación del escenario 3 se estimó que la cuenca tributaria del embalse Punchiná aporta una tasa de sedimentos de 0.40 Mm^3/año, logrando una reducción del 43%.

Tabla 5. -Resultados de la modelación hidrológica de las cuencas tributarias al embalse Punchiná

Cuenca		Tasa de Sedimentos [Mm³/año]
PC 3	San Carlos	0.525
PC 4	Río Guatapé	0.069
PC 6	Qda La Lloré	0.052
PC 5	Qda La Negra	0.029
PC 7	Qda La Villa	0.002
PC10	Salida cuenca Punchiná	0.711

En la Tabla 6 se presenta el resumen de las alternativas de gestión de sedimentos y los criterios de evaluación para cada una de ellas. Los costos de inversión, los impactos sociales y los impactos ambientales asociados a la implementación de cada alternativa, fueron tomados del estudio realizado por SHI S.A.S (2018). En cuanto al porcentaje de reducción de sedimentos por año, se estimó mediante la modelación hidrológica en el software TETIS, presentado anteriormente

Tabla 1.- Resumen de información de alternativas de gestión de sedimentos y criterios de evaluación

Alternativa / Criterio	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3
Criterio 1 (USD)	$ 34,664,698	$7,403,305	$32,731,000
Criterio 2	46%	28%	43%
Criterio 3	1) Modificación de la actividad económica	1) Mejoramiento de la calidad de vida. 2) Mejoramiento de la actividad agrícola	1) Generación de empleo 2) Oposición al proyecto 3) Contaminación visual 4) Cambios en las actividades tradicionales
Criterio4	1) Cambio de la cobertura vegetal 2) Disminución en la tasa de deforestación 3) Cambio en el paisaje 4) Cambio del uso del suelo	1) Cambio de la cobertura vegetal 2) Disminución de la tasa de deforestación	1) Alteración de la calidad físico química del río 2) Aumento de la erosión 3) Disminución de la abundancia de la flora 4) Alteración de los ciclos y rutas migratorias de la fauna terrestre y acuática 5) Disminución de la abundancia de fauna terrestre y acuática 6) Reducción del caudal base de las fuentes hídricas 7) Contaminación del aire y del suelo 8) Regulación de caudales en las crecientes

Para el desarrollo del método AHP, el cual, se llevó a cabo tal como se explicó en el apartado de materiales y métodos, se contó con la experiencia de un conjunto de expertos en diferentes áreas del conocimiento como hidrología (participantes 1, 2 y 3), economía (participantes 4 y 5) y administración (participante 6). En la Figura 5 se presenta el esquema de evaluación multicriterio aplicado al caso de estudio.

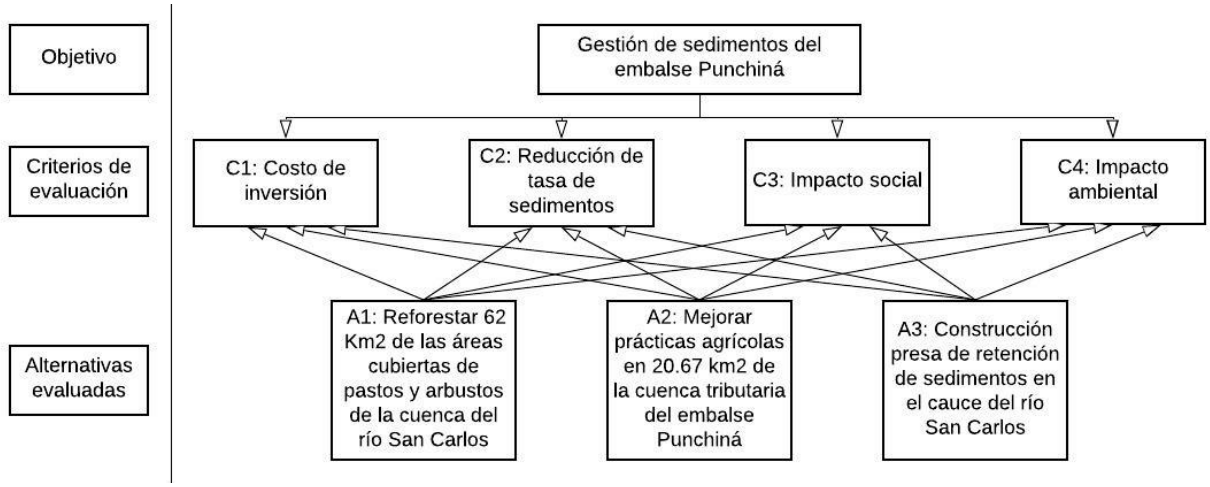


Figura 5.- Esquema de evaluación multicriterio

En la Tabla 7 se presenta el resumen de los resultados del nivel de importancia según la calificación de los expertos tanto de los criterios de evaluación como de las alternativas evaluadas, según el método AHP. Para los criterios de evaluación se obtuvo que el criterio con mayor importancia para los expertos es el de reducción de tasa de sedimentos con un 36.4% de importancia. En cuanto a los impacto sociales y ambientales,estos obtuvieron el segundo y tercer lugar respectivamente, con niveles de importancia de 31.2% y 24.3%. Por último, el criterio que obtuvo la menor puntuación según los expertos consultados es el de costo de inversión con un 8.1% de importancia.Con referencia a las alternativas de gestión de sedimentos evaluadas, la que obtuvo el primer lugar con un 46.8% de importancia fue la alternativa 1. En segundo lugar está la alternativa 2 con un 35.2% y en tercer lugar está la alternativa 3 con 18%.

Tabla 2.- Nivel de importancia de los criterios de evaluación y de las alternativas de gestión de sedimentos según expertos

Participante		#1	#2	#3	#4	#5	#6	Total
Criterios de evaluación	C1: Costo de inversión	21.7%	4.1%	11.6%	4.0%	3.6%	3.7%	**8.1%**
	C2: Reducción de sedimentos por año	52.7%	54.5%	26.8%	9.3%	62.5%	12.8%	**36.4%**
	C3: Impacto social	16.3%	9.4%	22.2%	62.6%	17.0%	59.7%	**31.2%**
	C4: Impacto ambiental	9.3%	32.1%	39.3%	24.1%	17.0%	23.7%	**24.3%**
Alternativas de gestión de sedimentos	A1: Reforestación 62 Km^2 de la cuenca San Carlos	36.2%	50.0%	29.4%	55.5%	66.1%	43.5%	**46.8%**
	A2:Mejorar las prácticas agrícolas	29.0%	17.5%	59.9%	32.6%	27.0%	45.4%	**35.2%**
	A3: Construcción presa de retención de sedimentos	34.8%	32.5%	10.7%	11.9%	7.0%	11.2%	**18.0%**

La alternativa 1 a pesar de tener el costo más alto de inversión, para la mayoría de los expertos consultados tiene el nivel de importancia más alto, puesto que bajo el criterio de reducción de sedimentos (el más importante según los resultados del método AHP) sepuede observar en la Tabla 6 que es la medida más eficiente, ya que contribuye con la reducción del 46% de los sedimentos que llegan al embalse Punchiná según el modelo hidrológico empleado en este trabajo. Así mismo, es una alternativa que genera bajos impactos sociales y ambientales negativos, criterios que obtuvieron segundo y tercer nivel de importancia, características que ayudaron a posicionarla en el primer lugar del ranking.

CONCLUSIONES

El resultado de la tasa de sedimentos del modelo TETIS, empleado como criterio de evaluación de las alternativas para la gestión de sedimentos en embalses, facilita la toma de decisiones, puesto que, al proporcionar valores cuantitativos, facilita a los expertos la puntuación de cada alternativa evaluada.Emplear un modelo hidrológico y de sedimentos distribuido espacialmente, permitió estimar el aporte de sedimentos en lugares diversos de la cuenca, facilitando el establecimiento de puntos de control como las salidas de las cuencas tributarias al embalse, y la evaluación de medidas estructurales y no estructurales.

La alternativa de gestión de sedimentos mediante la reforestación de pastos y arbustos tiene el costo de inversión más alto, puesto que requiere de negociación y adquisición de predios para su ejecución. Sin embargo, obtuvo la puntuación más alta según el modelo de análisis multicriterio multiexperto aplicado, puesto que es una medida de gestión no estructural que contribuye con la disminución del estado de degradación de la cuenca por cuenta de los cambios en el uso del suelo. La implementación de dicha alternativa no genera grandes impactos ambientales y sociales y se considera positiva en cuanto a que es una medida preventiva que gestiona directamente las fuentes que producen los sedimentos a largo plazo.

Según el método de análisis multicriterio empleado, construir una presa de retención de sedimentos en el rio San Carlos es la alternativa menos factible para todos los expertos consultados, puesto que, a pesar de ser una medida eficiente de gestión de sedimento contribuyendo con una reducción del 43%, es una solución temporal de corto plazo y su eficiencia depende del mantenimiento riguroso que se le haga a esta obra durante toda su vida útil. Esta alternativa requiere de la gestión de licencias ambientales y genera altos impactos sociales y ambientales, que pueden generar resistencia a la construcción del proyectopor parte de los grupos de interés.

La incorporación de la opinión de expertos en diferentes áreas del conocimiento y de diferentes criterios de evaluación a la toma de decisiones es oportuna, ya que contribuye con la orientación de la gestión del sedimento hacia la sostenibilidad empresarial.

REFERENCIAS

Buendia, C., Bussi, G., Tuset, J., Vericat, D., Sabater, S., Palau, A., & Batalla, R. J. (2015). "Effectsof afforestation on runoff and sediment load in an upland Mediterranean catchment". *Science of the Total Environment,* 144-157.

Bussi, G., Whitehead, P.G., Bowes, M.J., Read, D.S., Prudhomme, C., Dadson, S.J. (2016). "Impacts of climate change, land-use change and phosphorus reduction on phytoplankton in the River Thames (UK)". *Sci. Total Environ*, 1507-1519.

Cobo, R. (2008). "Los sedimentos de los embalses españoles". *Ingeniería del agua*, 231-241.
Fontana Viñuales, M. (2015). *Métodos de decisión multicriterio AHP y PROMETHEE aplicados a la elección de un dispositivo móvil*. Sevilla: Universidad de Sevilla.
Francés, F., Vélez, J. I., Vélez, J. J.(2007). "Split-parameter structure for the automatic calibration of distributed hydrological models". *Journal of Hydrology*. 332, (1): 226–240
Francés, F., Vélez, U., Múnera, J. C., Medici, C., Bussi, G. (2012). *Descripción del modelo conceptual distribuido de simulación hidrológica TETIS V.8*. Universidad Pontificia de Valencia,1-86.
García, J. L., Noriega, S. A., Díaz, J. J., & De la Riva, J. (2006). *Aplicación del proceso de Jerarquía Analítica en la selección de tecnología agrícola.* San José: Agronomía Costarricense.
Guichard, D., García, R., Francés, F. y Domínguez R. (2009). "Análisis de la densidad de estaciones en zonas de lluvias convectivas. Caso del Mediterráneo español". *Ingeniería Hidráulica de México*, 24 (3), 2009. pp 35-49.
Haregeweyn, N., Melesse, B., Tsunekawa, A., Tsubo, M., Meshesha, D., & Balana, B. B. (2012). "Reservoir sedimentation and its mitigating strategies: a case study of Angereb reservoir (NW Ethiopia)". *Journal of Soils and Sediments*, 291-305.
Hermelin, M. (2005). *Desastres de origen natural en Colombia 1979-2004*. Medellín: EAFIT.
Herrero, A., Buendía, C., Bussi, G., Sabater, S., Vericat, D., Palau, A., & Batalla, R. J. (2017). "Modeling the sedimentary response of a large Pyrenean basin to global change". *Journal of Soils and Sediments*, 2677-2690.
ISAGEN. Web page: https://www.isagen.com.co/SitioWeb/es/nuestro-negocio/generamos-energia/central-hidroelectrica-san-carlos. Consultado 15-06-2018
Jaiswal, R. K., Thomas, T., Galkate, R. V., Ghosh, N. C., & Singh, S. (2014). "Watershed Prioritization Using Saaty's AHP Based Decision Support for Soil Conservation Measures". *Water Resour Manage*, 475–494.
Julien, P. Y.(1995). *Erosion and sedimentation*. CU Press.
Kiker, G. A., Bridges, T. S., Varghese, A., Seager, T. P., & Linkov, I. (2005). "Application of multicriteria decision analysis in environmental decision making". *Integrated Environmental Assessment and Management*, 95–108.
Kondolf, G., Gao, Y., Annandale, G., Morris, G., Jiang, E., Zhang, J., . . . Yang, C. (2014). "Sustainable sediment management in reservoirs and regulated rivers: Experiences from five continents". *Earth'sFuture*, 256–280.
León Oliveros, I. A. (2016). *Análisis del estado de sedimentación del embalse Punchiná.* Medellín: ISAGEN.
Morris, G. (2014). *Dentificación de estudios para el manejo sostenible de sedimentos embalse Punchiná*. Medellín: ISAGEN S.A.
PNUD. (2015). *Perfil productivo urbano y rural para el municipio de San Carlos.*Bogotá: MinTrabajo.
Prato, T. (1999). "Multiple attribute decision analysis for ecosystem management". *Ecological Economics*, 207-222.
Saaty, T. L. (1980). *The analytic hierarchy process (AHP)*. New YorkMcGraw-Hill.
SHI S.A.S. (2016). *Prestación de los servicios para ejecutar campañas de aforo y caracterización de sedimentos en los ríos afluentes a los embalses y sitios de captación de las centrales hidroeléctricas de ISAGEN - Contrato 41/559*. Medellín.
SHI S.A.S. (2018). *Estudio de factibilidad técnica, económica y ambiental para el manejo de sedimentos de los embalses Punchiná y Calderas, asociados a las centrales hidroeléctricas San Carlos y Calderas - Contrato 41/1040.*Medellín.
Wang, H. W., & Kondolf, G. M. (2014). "Upstream sediment-control dams: Five decades of experience in the rapidly eroding dahan river basin, Taiwan". *Journal of the American Water Resources Association*, 735–747.
Yatsalo, B., Kiker, G., Kim, S., Bridges, T., Seager, T., Gardner, K., . . . Linkov, I. (2007). "Application of multicriteria decision analysis tools to two contaminated sediment case studies". *Integrated environmental assessment and management*, 223–233.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

ANÁLISIS DE PRECIPITACIONES EXTREMAS EN EL CENTRO DE MÉXICO MEDIANTE INDICADORES DE CAMBIO CLIMÁTICO

[1]Ruperto Ortiz Gómez, [1]Luis Javier Muro Hernández y [2]Jesús Enrique León Jiménez
[1]Universidad Autónoma de Zacatecas, Unidad Académica de Ingeniería. Zacatecas, México. ortizgr@uaz.edu.mx, javier.muro.hdz@gmail.com
[2] Universidad Juárez Autónoma de Tabasco, División Académica de Ingeniería y Arquitectura. Tabasco, México. napaleon1@hotmail.com

RESUMEN:

El cambio climático influye en el aumento en la frecuencia e intensidad de los eventos climáticos extremos tales como inundaciones, tormentas, sequías, entre otros. En este estudio se calcularon las tendencias de 10 índices de precipitación extrema del Grupo de Expertos en Detección e Índices de Cambio Climático (ETCCDI) para 10 series de precipitación que cubren el periodo de 1961-2012 en el estado de Zacatecas, México. Previo al cálculo de tendencias, se revisó la calidad y homogeneidad de las series. Las tendencias se calcularon a escala anual con la técnica no paramétrica Mann-Kendall y Theil-Sen´s. Los resultados para los promedios regionales muestran que sólo la tendencia del índice días secos consecutivos (CDD) es estadísticamente significativa ($p = 0.0255$) con una tasa de -0.0282 días/año, mientras que el resto de las tendencias no son estadísticamente significativas. El análisis espacial indica que: el 10% de las estaciones mostraron un incremento significativo en su tendencia para el índice días muy húmedos (R95p); el índice número de días con precipitación intensa (R10) muestra que el 30% de las series tiene una tendencia negativa; el índice número de días con precipitación muy intensa (R20) mostró que 10% de las series tiene una tendencia negativa y otro 10% positiva.

ABSTRACT:

Climate change influences the increase in the frequency and intensity of extreme weather events such as floods, storms, droughts, among others. In this study, the trends of 10 extreme rainfall indices of the Expert Team on Climate Change Detection and Indices (ETCCDI) were calculated for 10 rainfall series over the period 1961-2012 in the state of Zacatecas, Mexico. Prior to the calculation of trends, the quality and homogeneity of the series was reviewed. The trends were calculated on an annual scale with the non-parametric Mann-Kendall and Theil-Sen's tests. The results for the regional averages show that the trend of the index number of consecutive dry days(CDD) is statistically significant ($p = 0.0255$) with a rate of -0.0282 days/year, while the rest of the trends are not statistically significant. The spatial analysis indicates that: 10% of the stations showed a significant increase in their trend for the very wet day index (R95p); the index number of heavy rainfall days (R10) shows that 30% of the series has a negative trend; the index number of very heavy rainfall days (R20) showed that 10% of the series has a negative trend and another 10% positive.

PALABRAS CLAVES: Cambio Climático, índices de precipitaciones extremas, ETCCDI, Mann-Kendall, Zacatecas

INTRODUCCIÓN

La temperatura promedio de la superficie del planeta se ha incrementado alrededor de 0.6 °C en el siglo XXI y muchas áreas en todo el mundo han experimentado calentamientos significativos durante los últimos 50 años (Vincent et al., 2005). Como consecuencia de estas variaciones en el sistema climático, los impactos negativos se están intensificando y los desarrollos económicos están incrementando su vulnerabilidad (Zhang et al., 2012).

Existen cambios en el sistema climático que no son provocados por la dinámica interna de éste, es decir, existe un forzamiento externo que provoca el cambio a lo largo del tiempo (Vázquez, 2010). Este forzamiento puede ser natural o antropogénico (Conde, 2007).El cambio se presenta en forma de calentamiento y es inequívoco, ya que no tiene precedentes según las observaciones en décadas o milenios (IPCC, 2014). Según el Panel Intergubernamental sobre el Cambio Climático (IPCC), el cambio climático es un cambio identificable en el estado del clima que es persistente durante un periodo de tiempo prolongado, por ejemplo, decenios o más (IPCC, 2007). La principal sospecha sobre qué provoca el cambio, es la influencia antropogénica, específicamente el aumento de los gases efecto invernadero emitidos por la actividad humana, entre otros.

El cambio climático aparte de incrementar las temperaturas extremas, también influye en el aumento en la frecuencia e intensidad de los eventos climáticos extremos tales como inundaciones, tormentas, sequías, entre otros (Jiang et al., 2016), y estos cambios pueden tener serios impactos en la agricultura, economía, ecosistemas, población, salud, entre otros sectores (Guan et al., 2015).

Los cambios y/o tendencias en los eventos extremos son un fuerte indicador del cambio climático (Subash et al., 2011; Jiang et al., 2016). Las tendencias en los cambios de las precipitaciones y temperaturas extremas han sido objeto de investigaciones en décadas recientes(Villafuerte II et al., 2014), mediante herramientas para el monitoreo de cambios en los extremos que han sido desarrollados principalmente a través del uso de índices. Estos indicadores son útiles para llevar a cabo una evaluación comprensible de los cambios en los extremos en puntos o regiones específicas (Gallant y Karoly, 2010).

El Grupo de Expertos en Detección e Índices de Cambio Climático (ETCCDI, por sus siglas en inglés) coordinado por la Comisión de Climatología de la Organización Meteorológica Mundial (CCI/OMM), el proyecto sobre Predictibilidad y Variabilidad Climática (CLIVAR), y la Comisión Técnica de Oceanografía y Meteorología Marítima (JCOMM), estandarizó un conjunto de 27 índices, 16 de temperatura y 11 de precipitación, para datos diarios de estas variables climatológicas, lo que permite la comparación de estudios realizados en cualquier parte del mundo, además de fomentar los estudios de este tipo, sobre todo en países menos desarrollados (Vázquez, 2010 y Zhang et al., 2011). El uso conjunto de índices del ETCCDI permite describir características particulares tales como la intensidad, frecuencia y duración de los eventos extremos (Alexander et al., 2006; Sun et al., 2015).

Este estudio tiene como objetivo analizar posibles cambios en la intensidad, frecuencia y duración de los eventos extremos de precipitación en el centro de México, mediante el uso de los índices de extremos de precipitación del ETCCDI.

MATERIALES Y MÉTODOS

Zona de estudio

El estado de Zacatecas, uno de los 32 estados de México, está localizado entre las coordenadas 25° 07’ 31’’ y 21° 02’ 31’’ de latitud norte y 100° 44’ 32’’y 104° 21’13’’ de longitud oeste (INEGI, 2015); colinda al norte con los estados de Durango y Coahuila de Zaragoza; al este con Coahuila de Zaragoza, Nuevo León y San Luis Potosí; al sur con Guanajuato, Jalisco y Aguascalientes; al oeste con Jalisco, Nayarit y Durango (Figura 2.1). El estado de Zacatecas cuenta con cuatro climas (INEGI, 2016), particularmente secos, que están distribuidos de la siguiente manera: seco y semiseco (73%), templado subhúmedo (17%), muy seco (6%) y cálido subhúmedo (4%).

Datos diarios

En este trabajo se seleccionaron las series de datos diarios de precipitación de 10 estaciones climatológicas (figura 1) provenientes de la base de datos CLICOM de la Comisión Nacional del Agua, las cuales tienen una longitud de registro de 52 años (1961-2012).

Ánalisis previos de la información

Una vez seleccionados los datos, se sometieron a un control de calidad y homogeneidad previo al análisis de los índices del ETCCDI. El control de calidad para las series de precipitación consistió en localizar errores en los datos (valores menores que cero) y detectar valores extremosa partir de un umbral fijo establecido según la zona de estudio, como lo proponen Zhang y Yang (2004). Ninguna de las series de datos presentó errores en sus valores, es decir, no se detectó ningún valor de precipitación menor a cero. Respecto a los valores extremos, se detectaron valores altos en la mayoría de las estaciones, sin embargo, ninguno de ellos se fue extremadamente alto para considerarlo como un error, por lo cual,se conservaron todos los valores originales de las series. La homogeneidad de las series fue revisada mediante cincopruebas estadísticas: Standard Normal Homogeneity Test (SNHT; Alexandersson, 1986), Buishand Range Test (Buishand, 1982), Pettitt Test (Pettitt, 1979), Von Neumann Ratio Test (Von Neumann, 1941) y Penalized Maximal t Test (PMT; Wang et al., 2007). En la mayoría de las series de precipitación, todos sus meses y sus valores anuales son homogéneos, a excepción de las estaciones 32052 y 32054, que mostraron falta de homogeneidad en tres meses, sin embargo, sus valores anuales pasaron las pruebas de homogeneidad, por lo que se consideró que la información de estas estaciones es homogénea.

Índices del ETCCDI

En esta investigación se calcularon 10 índices de precipitaciones extremas del ETCCDI (tabla1), adoptando la división de los índices que considera Alexander et al. (2006): 1) índices basados en percentiles (R95p y R99p), 2) índices absolutos (RX1day y RX5day), 3) índices con umbrales fijos (R10 y R20), 4) índices de duración (CDD, CWD) y 5) otros índices (PRCPTOT y SDII).

Cálculo de tendencias

Para el cálculo de la tendencia se utilizó la técnica no paramétrica de Mann-Kendall (Mann, 1945; Kendall, 1975), la cual ha sido ampliamente usada para detectar tendencias monótonas en series de tiempo hidrológicas y meteorológicas (Villafuerte II et al., 2014; Guan et al., 2015). La prueba de Mann-Kendall se aplicó de manera conjunta con la prueba de Theil-Sen´s (Theil, 1950; Sen, 1968) tal como se utilizó para detectar tendencias en los índices del ETCCDI por Alexander et al. (2006), Santos y Fragoso (2013), Villafuerte II et al. (2014), entre otros. Para tomar en cuenta los efectos de la auto-correlación en el cálculo de la tendencia, se utilizó la metodología de pre-blanqueo libre de tendencia (trend-free pre-whitening, TFPW) propuesta por Yue et al. (2002).

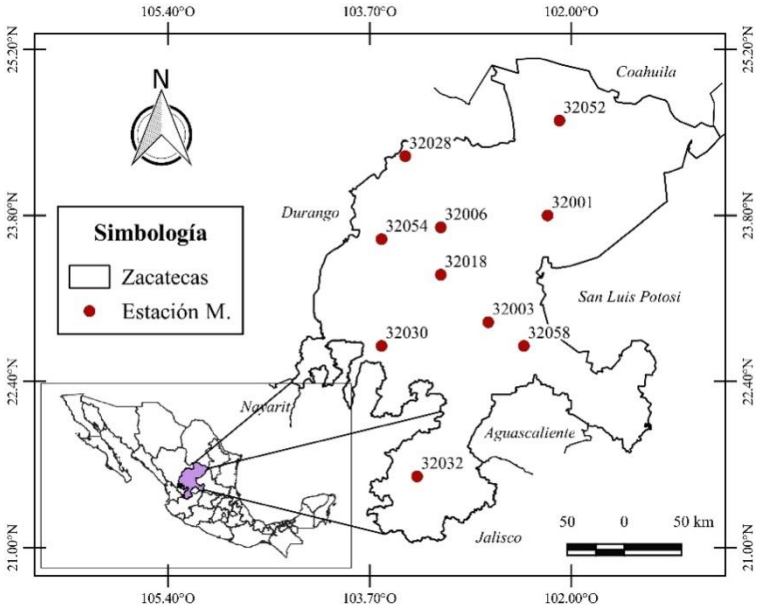


Figura 1.- Distribución espacial de las estaciones meteorológicas.

Tabla 1.- Definición de los índices de precipitaciones extremas del ETCCDI.

Clave	Nombre	Definición	Unidad
R10	Número de días con precipitación intensa	Número de días en un año en que PRCP>=10mm	días
R20	Número de días con precipitación muy intensa	Número de días en un año en que PRCP>=20mm	días
CDD	Días secos consecutivos	Número máximo de días consecutivos con RR<1mm	días
CWD	Días húmedos consecutivos	Número máximo de días consecutivos con RR>=1mm	días
R95p	Días muy húmedos	Precipitación anual total en que RR>95 percentil	mm
R99p	Días extremadamente húmedos	Precipitación anual total en que RR>99 percentil	mm
PRCPTOT	Precipitación total anual en los días húmedos	Precipitación anual total en los días húmedos (RR>=1mm)	mm
SDII	Índice simple de intensidad diaria	Precipitación anual total dividida para el número de días húmedos (definidos por PRCP>=1.0mm) en un año	mm/día
RX1day	Cantidad Máxima de precipitación en un día	Máximo mensual de precipitación en 1 día	mm
RX5day	Cantidad Máxima de precipitación en 5 días	Máximo mensual de precipitación en 5 días consecutivos	mm

Fuente: Zhang y Yang, 2004.

RESULTADOS

Los resultados de las tendencias se presentan de acuerdo a la división de índices del ETCCDI que propone Alexander et al. (2006). Para cada índice, se muestra la tendencia del promedio regional de todas las estaciones, el porcentaje de estaciones que presentan tendencia, según su tipo, positiva o negativa, así como su distribución espacial.

Tendencias de índices basados en percentiles

Los resultados del análisis de tendencia del promedio regional del índice *días muy húmedos* (R95p) para el periodo 1961-2012 a escala anual se muestran en la figura 2a. El índice R95p, muestra una tendencia a disminuir con una tasa de -0.1002 mm/año, sin embargo, la tendencia no es estadísticamente significativa (p-valor < 0.05) en los 52 años de registros de precipitación en el estado de Zacatecas. En la tabla 2 se muestra el porcentaje de estaciones con tendencia positiva, negativa o sin tendencia, de las 10 estaciones climatológicas analizadas en este estudio. 20% de las series de precipitación muestran una tendencia positiva, de las cuales, sólo el 10% es estadísticamente significativa con una magnitud de 0.9512 mm/año y para el 10% restante (no significativo), una magnitud de 0.3098 mm/año. Por otra parte, 50% de las estaciones tuvieron una tendencia negativa, pero estadísticamente no significativa, y cuya magnitud oscila entre -0.1904 y -1.0310 mm/año; por último, el 30% de las series restantes no mostraron tendencia. Referente a la distribución espacial, el índice R95p muestra consistencia en zonas bien definidas a lo largo del estado de Zacatecas. En la zona centro y sur existe una tendencia negativa del índice, mientras que la zona norte, existe un aumento en la tendencia. Los únicos cambios estadísticamente significativos se encuentran en la estación más al norte del estado (figura 3a), en la estación 32052.

En la figura 2b se muestra la tendencia promedio regional del índice *días extremadamente húmedos* (R99p) para el periodo analizado de 52 años. El valor promedio regional del índice R99p muestra una tendencia positiva en una tasa de 0.1456 mm/año, no obstante, no es estadísticamente significativa. Con respecto al porcentaje de estaciones con tendencia positiva, negativa o sin tendencia, y a su distribución espacial, el índice en cuestión no mostró tendencia alguna en ninguna de las 10 estaciones climatológicas analizadas en el estado de Zacatecas (tabla 2 y figura 3b).

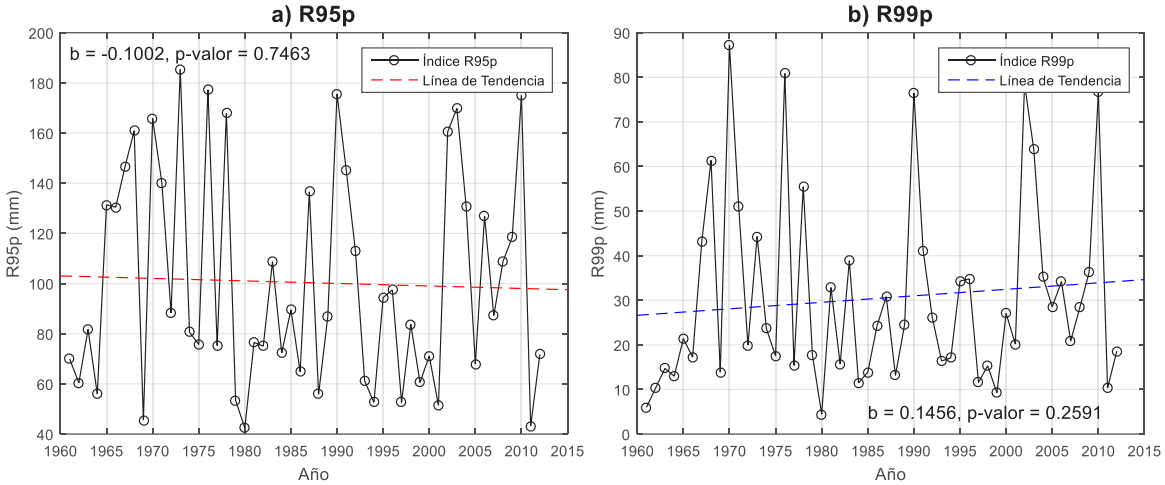


Figura 2.- Tendencias promedio regional de los índices R95p y R99p para el periodo 1961-2012 a escala anual.

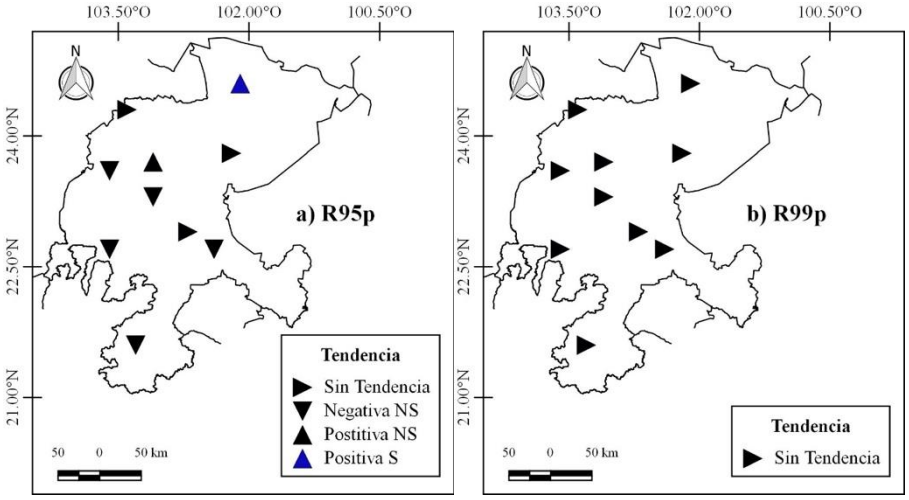


Figura 3.- Distribución espacial de las tendencias de los índices R95p y R99p.

Tabla 2.- Resultado de las tendencias en escala anual en los índices de precipitación (%).

Índice	No de Estaciones	Tendencia Positiva			Tendencia Negativa			Sin Tendencia
		Total	Significativa	No-significativa	Total	Significativa	No-significativa	
Índices con umbrales de percentiles								
R95p	10	20	10	10	50	0	50	30
R99p	10	0	0	0	0	0	0	100
Índices absolutos								
RX1day	10	50	0	50	50	0	50	0
RX5day	10	50	0	50	50	0	50	0
Índices con umbrales fijos								
R10	10	10	0	10	60	30	30	30
R20	10	10	10	0	40	10	30	50
Índices de duración								
CDD	10	80	10	70	20	0	20	0
CWD	10	0	0	0	40	10	30	60
Otros índices								
PRCPTOT	10	30	10	20	70	20	50	0
SDII	10	20	0	0	70	10	60	10

Tendencias de índices absolutos

La tendencia promedio regional del índice *cantidad máxima de precipitación en 1 día* (RX1day) para el periodo 1961-2012 se muestra en la figura 4a. El índice muestra una magnitud negativa de -0.0333 mm/año, sin embargo, la tendencia no es estadísticamente significativa. Para el índice RX1day, el porcentaje de series con tendencia positiva es del 50% (tabla 2), con tasas que varían entre 0.0244 y 0.2540 mm/ año; por otra parte, el 50% restante de las estaciones presenta tendencia negativa, con magnitudes que oscilan entre -0.0099 y -0.2420 mm/año, no obstante, ninguna de las tendencias es estadísticamente significativas. La figura 5a muestra la distribución espacial de las tendencias del índice RX1day. Se aprecia que en la zona sur la tendencia del índice es negativa, mientras que en el centro del estado se presenta una mezcla de tendencias positivas y negativas, y finalmente en la zona norte existe un aumento del índice RX1day.

Para el caso del índice *días extremadamente húmedos* (RX5day), la tendencia promedio regional para las 10 estaciones seleccionadas se muestra en la figura 4b, con una magnitud negativa de -0.0964 mm/año, y al igual que el índice RX1day, su tendencia no es estadísticamente significativa para el periodo de análisis. En la tabla 2se muestra el comportamiento de las tendencias del índice RX5day. El 50% de las estaciones muestran una tendencia positiva no significativa con tasas que varían en el rango de 0.0282 - 0.2313 mm/año. El otro 50% de las estaciones presenta una tendencia negativa no significativa con magnitudes que oscilan entre -0.0218 y -0.6835 mm/año. Por otro lado, en la figura 5b se muestra la distribución espacial del índice. En este caso, los resultados son semejantes al índice RX1day; al norte del estado se muestran tendencias positivas, al sur, tendencias negativas, y en el centro existe una mezcla de tendencias positivas y negativas.

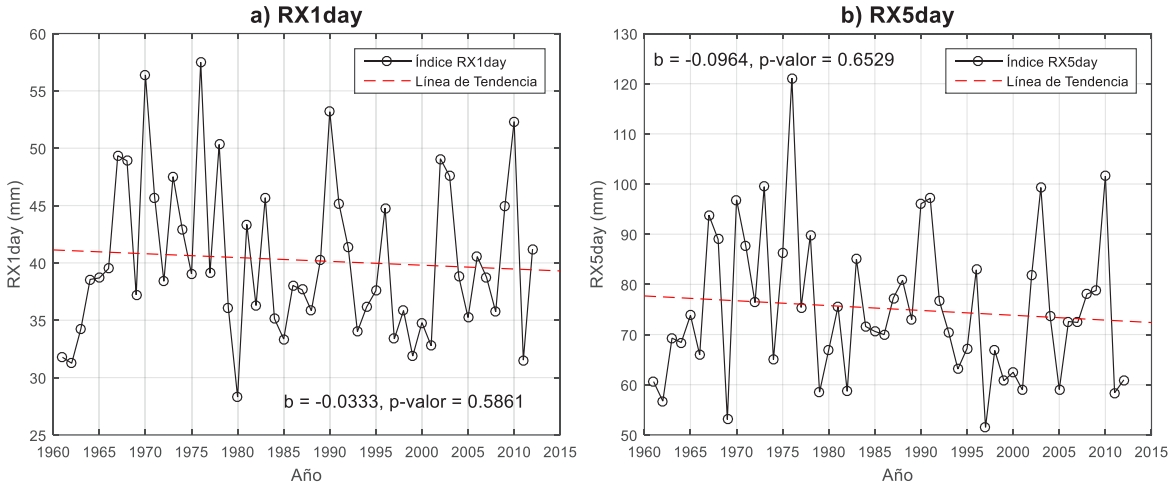


Figura 4.- Tendencias promedio regional de los índices RX1day y RX5day para el periodo 1961-2012 a escala anual.

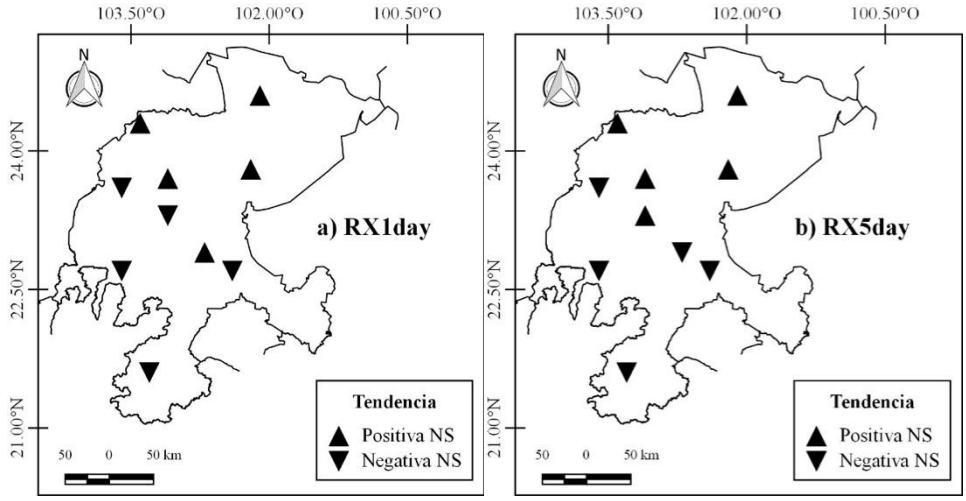


Figura 5.- Distribución espacial de las tendencias de los índices RX1day y RX5day.

Tendencias de índices con umbrales fijos

La figura 6a muestra la tendencia promedio regional del índice *número de días con precipitación intensa* (R10) para el periodo 1961-2012 en una escala anual. El índice tiene una tendencia negativa con una magnitud de -0.0732 días/año, y a pesar de que se encuentra en el límite a ser significativa, no lo es. El 10% de las series tienen una tendencia positiva (tabla 2), con una tasa de 0.0417 días/año, pero no es estadísticamente significativa. Por otra parte, en el 60% de las series, el índice R10 presenta una tendencia negativa, donde el 30% es estadísticamente significativo, con magnitudes que varían de -0.0833 a -0.2727 días/año, el otro 30% que no es estadísticamente significativo presenta magnitudes que oscilan entre -0.05 y -0.1034 días/año. El 30% restante no presentó tendencia. En el centro, sur y noroeste de Zacatecas, las tendencias son negativas, y la mayoría de las tendencias del centro son estadísticamente significativas; por otro lado, en el noroeste del estado se presentan tendencias positivas (figura 7a).

La tendencia promedio regional del índice *número de días con precipitación muy intensa* (R20) no mostró tendencia al promediar las 10 series seleccionadas (figura 6b). En la tabla 2se observa que el 10% de las series tiene una tendencia positiva, estadísticamente significativa y con una magnitud de 0.0098 días/año. Contrariamente, el 40% de las series presenta una tendencia negativa, donde el 10% es estadísticamente significativo con una magnitud de -0.0896 días/año; el 30% restante tienen una tendencia con magnitudes entre -0.0318 y -0.0520, y no son estadísticamente significativas. El 50% de las estaciones restantes no presentaron ninguna tendencia. La distribución espacial de los resultados de tendencias para R20 se muestran en la

figura 7b, donde resaltan las tendencias negativas en el norte, centro y sur del estado, posicionándose las estadísticamente significativas en el norte y sur de Zacatecas.

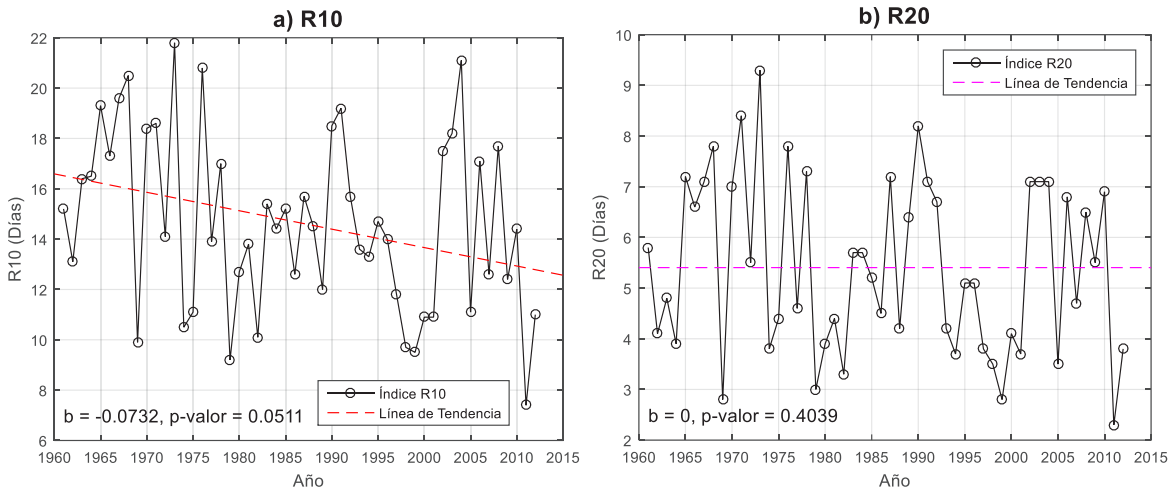


Figura 6.- Tendencias promedio regional de los índices R10 y R20 para el periodo 1961-2012 a escala anual.

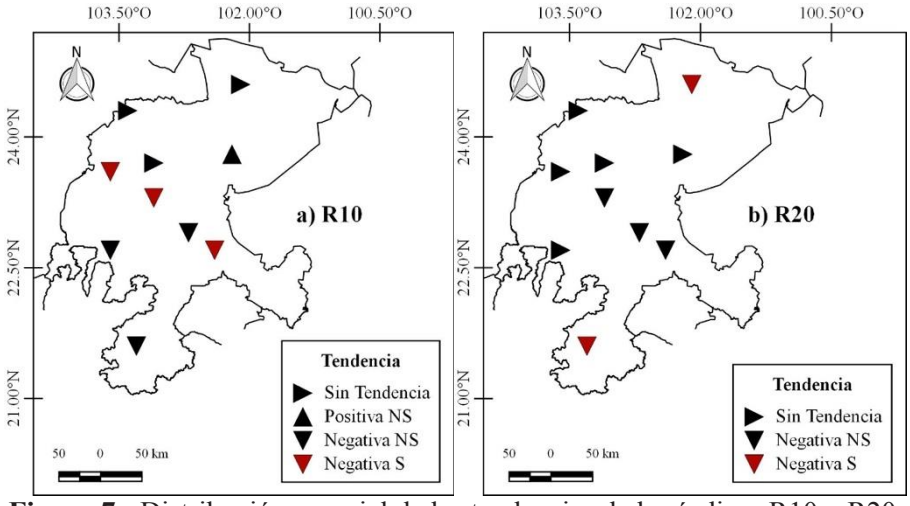


Figura 7.- Distribución espacial de las tendencias de los índices R10 y R20.

Índices de duración

La tendencia promedio regional del índice *días secos consecutivos* (CDD) para el estado de Zacatecas a escala anual se presenta en la figura 8a, donde se observa una tendencia positiva con una tasa de 0.1830 días/año, pero no es estadísticamente significativa. En la tabla 2se muestra el porcentaje de estaciones según el tipo de tendencia (positivo o negativo). Se observa que el 80% de sus series temporales presentaron una tendencia positiva, donde el 10% es estadísticamente significativo con una tasa de 0.9199 días/año; y el 70% con una magnitud de entre 0.0871 y 0.5931 días/año, no es estadísticamente significativo. El 20% restante presentó una tendencia negativa no significativa con una tasa que varía de -0.4409 a -0.8748 días/año. Respecto a la distribución espacial del CDD, sólo una estación (32028) en el noroeste del estado muestra tendencia negativa, el resto de las series temporales muestran una tendencia positiva distribuidas a lo largo de todo el estado, de las cuales, sólo la de la estación 32054 en el noroeste de Zacatecas,es estadísticamente significativa(figura9a).

Con respecto al índice *días húmedos consecutivos* (CWD), la tendencia promedio regional de este índice mostró una tendencia negativa con una magnitud de -0.0282 días/año, misma que es estadísticamente significativa (figura 8b). Para el caso del índice CWD, el 40% de las estaciones presentaron una tendencia negativa, de los cuales 10% es estadísticamente significativa con una tasa de -0.1485 días/año, y el 30% restante no es estadísticamente significativo con una tasa de entre -

0.0211 y -0.0260 días/año; el 60% de las estaciones restantes no presentaron tendencia (tabla 2). Desde el punto de vista espacial, el centro y oeste del estado muestran una tendencia negativa del índice CWD, mientras que el resto del territorio estatal nomuestra tendencia (figura 9b).

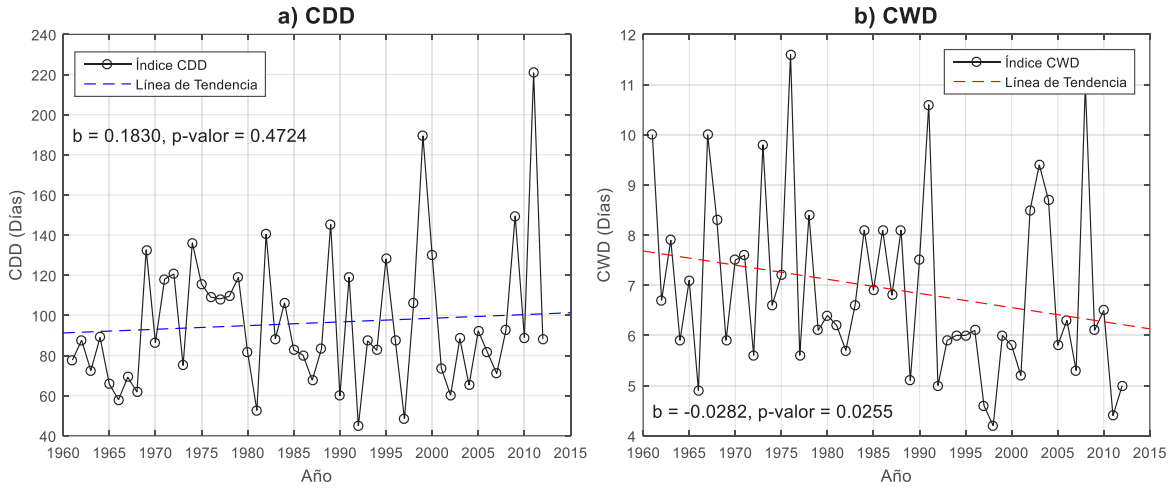


Figura 8.- Tendencias promedio regional de los índices CDD y CWD para el periodo 1961-2012 a escala anual.

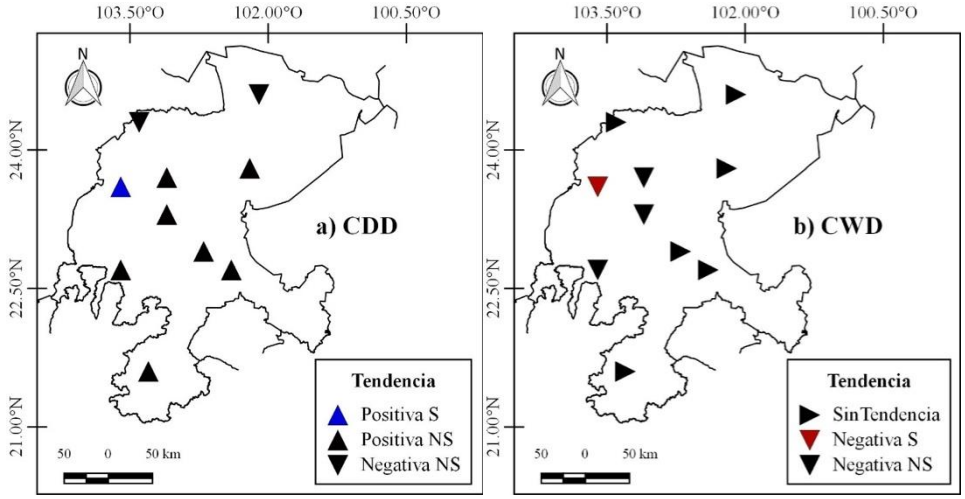


Figura 9.- Distribución espacial de las tendencias de los índices CDD y CWD.

Tendencias de otros índices

Para el periodo de análisis, el índice *precipitación total anual en los días húmedos* (PRCPTOT) tiene una tendencia negativa con una magnitud de -1.1540 mm/año (figura 10a), sin embargo, ésta no es estadísticamente significativa. El 30% de las series del índice PRCPTOT presentan una tendencia positiva (tabla 2), 10% estadísticamente significativas con una tasa de 2.6 mm/año y 20% con magnitudes de entre 0.1977 y 0.2925 mm/año que no son estadísticamente significativas. El otro 70% del total de las series presentaron tendencias negativas, 20% son significativas con magnitudes de entre -3.4625 y -5.4039 mm/año y 50% no son significativas y sus magnitudes oscilan entre -0.3069 y -1.8910 mm/año. Se puede observar que la mayoría de las series del índice PRCPTOTpresenta una tendencia negativa, y éstas están distribuidas a lo largo de todo el estado (figura 11a), y las series que son estadísticamente significativas se localizan en el norte, sur y oeste de Zacatecas. Por otra parte, las estaciones que presentaron una tendencia positiva,estadísticamente no significativa,se localizan en el noreste y noroeste del estado.

La tendencia anual delpromedio regional de las 10series analizadas para el *índice simple de intensidad diaria*(SDII) se muestra en la figura 10b, el cual presenta una tendencia negativa de -0.0183 mm/día/año, y no es estadísticamente significativa. El 20% de las series muestran tendencia positiva con magnitudes de entre 0.0065 y 0.0284 mm/día/año (tabla 2), sin embargo, no son

estadísticamente significativas. Por otro lado, 70% de las series muestran una tendencia negativa, donde 10% son estadísticamente significativas con una tasa de -0.0442 mm/día/año, y 60% no son estadísticamente significativas y sus magnitudes oscilan entre -0.0048 y -0.0845 mm/día/año. El 10% restante de las series no presentó tendencia. Como se observa, la mayoría de las tendencias son negativas, y están distribuidas a lo largo de toda la zona de estudio (figura 11b), sólo dos estaciones presentan tendencia positiva y una más no presenta tendencia alguna, las cuales se localizan en la zona centro de Zacatecas, estaciones 32001,32006 y 32054, respectivamente.

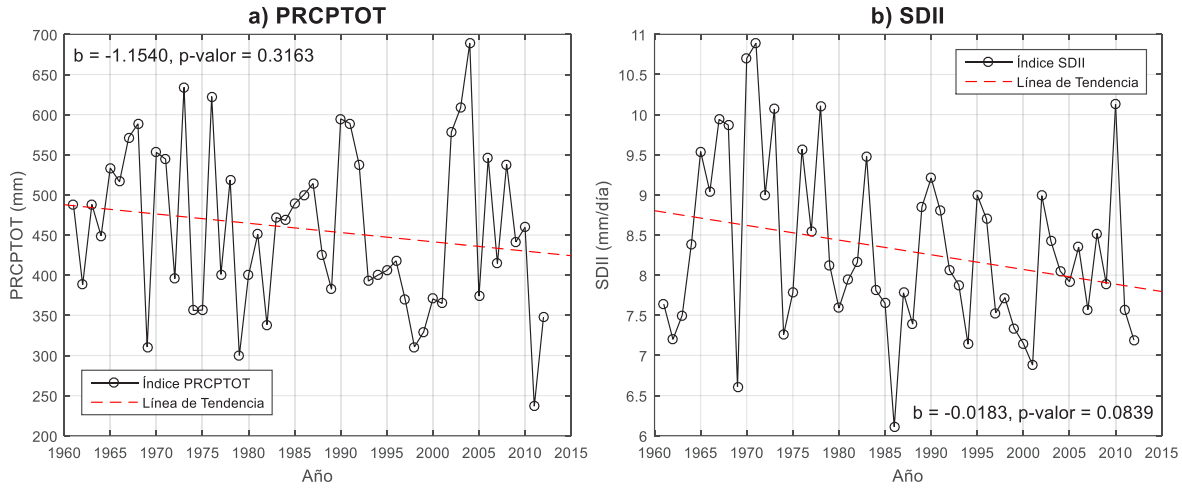


Figura 10.- Tendencias promedio regional de los índices PRCPTOT y SDII para el periodo 1961-2012 a escala anual.

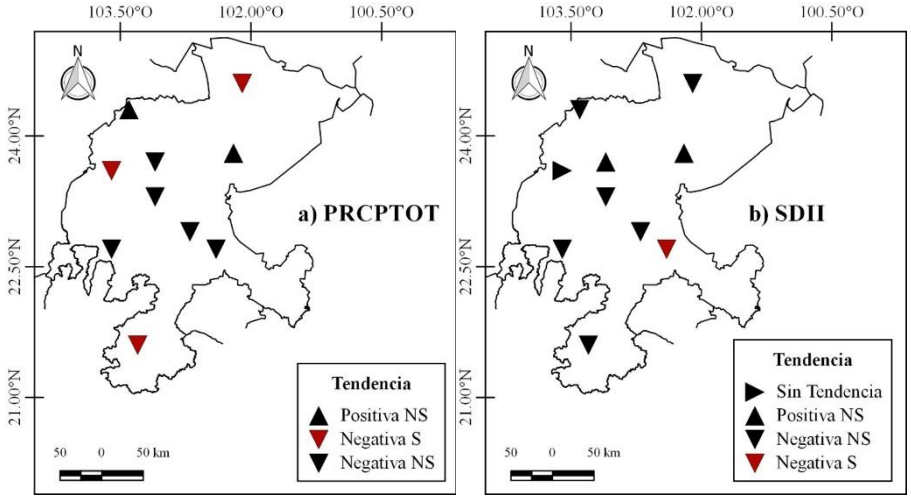


Figura 11.- Distribución espacial de las tendencias de los índices PRCPTOT y SDII.

CONCLUSIONES

Los resultados no muestran una consistencia total a lo largo de todo el estado de Zacatecas respecto a cada uno de los índices analizados, sin embargo, se observan zonas bien definidas de acuerdo al signo de la tendencia de dichos índices. En algunas zonas los eventos extremos de precipitación están aumentando ligeramente su duración, no obstante, la precipitación total presenta una disminución en todo el estado. En el norte del estado, los periodos de lluvia están aumentando, sin embargo, las precipitaciones son más pequeñas,dando como resultado que la precipitación anual está disminuyendo.

REFERENCIAS

Alexandersson, H.(1986). "A homogeneity test applied to precipitation data". *Journal of Climatology 6*: 661–675.

Alexander, L. V., Zhang, X. Peterson, T. C., Caesar, J., Gleason, B., Klein Tank, A. M. G., Haylock, M., Collins, D., Trewin, B., Rahimzadeh, F., Tagipour, A., Kumar, K. R., Revadekar, J., Griffiths, G., Vincent, L., Stephenson, D. B., Burn, J., Aguilar, E., Brunet, M., Taylor, M., New, M., Zhai, P., Rusticucci, M., and Vazquez-Aguirre, J. L.(2006). "Global observed changes in daily climate extremes of temperature and precipitation". Journal of Geophysical Research 111: 1-22. D05109, doi:10.1029/2005JD006290.

Buishand, T. A.(1982). "Some methods for testing the homogeneity of rainfall records". *Journal of Hydrology 58*: 11–27.

Conde, C.(2007). México y el cambio climático global. Dirección General de Divulgación de la Ciencia, UNAM. México D. F.

Gallant, A. J. E., and Karoly, J.(2010). "A combined climate extremes index for Australian Region". *American Meteorological Society* 23: 6153-6165. DOI: 10.1175/2010JCLI3791.1

Guan, Y., Zhang, X., Zheng, F., and Wang, B.(2015). "Trends and variability daily temperatura extremes during 1960-2012 in the Yangtze River Basin, China". *Global and Planetary Change* 124: 79-94. http://dx.doi.org/10.1016/j.gloplacha.2014.11.008

INEGI (Instituto Nacional de Estadística y Geografía). (2015). *Anuario estadístico y geográfico de Zacatecas 2015*. Instituto Nacional de Estadística y Geografía (México).

INEGI (Instituto Nacional de Estadística y Geografía). (2016). http://www.cuentame.inegi.org.mx. Página consultada el 20 de noviembre del 2016.

IPCC (Intergovernmental Panel on Climate Change).(2007).*Cambio climático 2007: Informe de síntesis. Contribución de los Grupos de trabajo I, II y III al Cuarto Informe de evaluación del Grupo Intergubernamental de Expertos sobre el Cambio Climático [Equipo de redacción principal*: Pachauri, R.K. y Reisinger, A. (directores de la publicación)]. IPCC, Ginebra, Suiza. pp. 104.

IPCC (Intergovernmental Panel on Climate Change). 2014.*Climate Change 2014: Synthesis Report. Contribution of Working Groups I, II and III to the Fifth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change* [Core Writing Team, R.K. Pachauri and L.A. Meyer (eds.)]. IPCC, Geneva, Switzerland. pp. 151.

Jiang, C., Mu, X., Wang, F., and Zhao, G.(2016). "Analysis of extreme temperatura events in the Qinling Mountains and surrouding area during 1960-2012". *Quaternary International* 392: 155-167.

Kendall, M. G.(1975). *Rank Correlation Methods*. Griffin: London.

Mann, H. B.(1945). "Nonparametric tests against trend". *Econometrica 13*: 245–259.

Pettitt, A. N.(1979). "A non-parametric approach to the change-point detection". *Applied Statistics 28*: 126–135.

Santos, M., and Fragoso, M.(2013). "Precipitation variability in Northern Portugal: Data homogeneity assessment and trend in extreme precipitation indices". *Atmospheric Reseach 131:* 34-45. http://dx.doi.org/10.1016/j.atmosres.2013.04.008

Sen, P. K.(1968). "Estimates of the regression coefficients based on Kendall's tau". J. *Am. Stat. Assoc* 63: 1379–1389.

Sun, W., Mu, X., Song, X., Wu, D., Cheng, A., and Qiu, B.(2015). "Changes in extreme temperature and precipitation events in the Loess Plateau (China) during 1960-2013 under global warming". *Atmospheric Research* 168: 33-48. http://dx.doi.org/10.1016/j.atmosres.2015.09.001

Theil, H.(1950). "A rank invariant method of linear and polynomial regression analysis, Part 3". *Netherlands Akademie van Wettenschappen, Proceedings 53*: 1397–1412.

Vázquez, A. J. L.(2010). *Guía para el cálculo y uso de índices de cambio climático en México*. México D. F. Instituto Nacional de Ecología y Secretaria de Medio Ambiente y Recursos Naturales.

Vincent, L. A., Peterson, T. C., Barros, V. R., Marino, M. B., Rusticucci, M., Carrasco, G., Ramirez, E., Alves, L. M., Ambrizzi, T., Berlato, M. A., Grimm, A. M., Marengo, J. A., Molion, L., Moncunill, D. F., Rebello, E., Anunciação, Y. M. T., Quintana, J., Santos, J. L., Baez, J., Coronel, G., Garcia, J., Trebejo, I., Bidegain, M., Haylock, M. R., Karoly, D. (2005). "Observed trends in indices of daily temperature extremes in South America 1960-2000". *Journal of Climate* 18: 5011-5023.

Villafuerte II, M. Q., Matsumoto, J., Alasaka, I., Takahashi, H. G., Kubota, H., and Cinco, T. A.(2014). "Long-term trends and variability of rainfall extremes in the Philippines". *Atmospheric Research* 137: 1-13. http://dx.doi.org/10.1016/j.atmosres.2013.09.021.

Von Neumann, J. (1941). "Distribution of the ratio of the mean square successive difference to the variance". *Annals of Mathematical Statistics 13*: 367–395.

Wang, X. L., Wen, Q. H., and Wu, Y.(2007). "Penalized Maximal t test for Detecting Undocumented Mean Change in Climate Data Series". *Journal of Applied Meteorology and Climatology, 46 (No. 6*), 916-931. DOI:10.1175/JAM2504.1

Yue, S., Pilon, P., Phinney, B., and Cavadias, G.(2002). "The influence of autocorrelation on the ability to detect trend in hydrological series". *Hydrol. Process 16:* 1807–1829.

Zhang, Q., Singh V., and Li J.(2012). "Spatio-temporal variations of precipitation extremes in Xinjiang, China". *Journal of Hidrology* 434-435: 7-19.

Zhang, X, Alexander, L., Hegerl, G. C., Jones, P., Tank, A. K., Peterson, T. C., Trewin, B., and Zwiers, F. W. (2011). "Indices for monitoring changes in extremes base on daily temperatura and precipitation data". *Advanced Review*. doi: 10.1002/wcc.147

Zhang, X., and Yang, F.(2004). *RClimDex (1.0) user manual*. Climate Research Branch Environment Canada Downsview, Ontario Canada.

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

IMPLEMENTACIÓN EFICIENTE DE UN CÓDIGO EN PARALELO PARA RESOLVER LA ECUACIÓN DE FLUJO SUBTERRÁNEO EN MEDIOS HETEROGÉNEOS Y ANISÓTROPOS

***Oscar D. Álvarez-Villa*[1] *Santiago Ospina*[1,2] *Kevin Alberto Pérez*[3], *Gaspar Monsalve*[2], *Daniela Blessent*[4], *Jaime Ignacio Vélez*[2]**

[1] *Emergente Energía Sostenible S.A.S., Colombia, Medellín, oscar.alvarez@emergente.com.co,*
[2]*Universidad Nacional de Colombia,* [3] *Universidad de Antioquia,* [4] *Universidad de Medellín*

RESUMEN:

Se presenta una implementación altamente eficiente que resuelve en paralelo la Ecuación en Derivadas Parciales de Flujo Subterráneo (EDPFS) en régimen transitorio y en 3D, linealizada aplicando las diferencias finitas. El código desarrollado los siguientes aspectos: (i) medios heterogéneos, (ii) medios anisótropos, (iii) geometrías irregulares del acuifero, (iv) la variabilidad espacio-temporal de las acciones exteriores. Se han adoptado las herramientas ofrecidas por la interfaz de altas prestaciones PETSc, la cual permite la ejecución en paralelo del planteamiento de los sistemas de ecuaciones del modelo y la resolución en paralelo de dichos sistemas. Para probar la pertinencia y eficiencia de la implementación creada se realizaron dos experimentos computacionales. Primero, la solución de la EDPFS para medio fracturado, considerando propiedades hidráulicas generadas a partir de un modelo estocástico equivalente de medio poroso. En este experimento se realizó la comparación de las soluciones obtenidas con otras de referencia simuladas en MODFLOW, con lo cual se comprobó la pertinencia y precisión de la implementación. Segundo, un acuífero sintético en forma de cubo, heterogéneo y anisótropo con diferentes niveles de discretización espacial. El desempeño de la solución numérica de la EDPFS se evalúa utilizando varios precondicionamientos para diferentes escenarios de discretización.

ABSTRACT:

An efficient parallel implementation for solving the transient 3D Groundwater Flow Equation (GFE) via finite differences is presented. The code considers the following aspects: (i) heterogeneous porous media, (ii) anisotropic media, (iii) irregular geometry of the aquifer, (iv) time and space varying external excitations. To enhance the computational execution of the models, the tools offered by PETSc have been used. It allows the parallel building of the model's systems of equations and the parallel resolution of such equations. To test the accuracy and efficiency of the implementation, two computational experiments were carried through. First, the modelling of the groundwater flow on fractured rocks was evaluated considering hydraulic properties derived from a stochastic model of equivalent porous media. This experiment was made to test the equivalency of the produced simulations regarding other simulations obtained via MODFLOW. Second, a cubical synthetic, heterogeneous and anisotropic aquifer was considered to test the efficiency of the finite differences resolution of the GFE using different spatial discretizations. The performances of these solutions were evaluated incorporating different kinds of preconditionings.

PALABRAS CLAVES:

Flujo subterráneo, anisotropía, heterogeneidad, implementación en paralelo, PETSc

INTRODUCCIÓN

Las aguas subterráneas se consideran como una excelente opción para mitigar los desabastecimientos de recurso hídrico ya que, primero, la lenta respuesta de los acuíferos regula naturalmente su disponibilidad y, segundo, presentan una mejor calidad que las aguas superficiales. En consecuencia, se hace necesario desarrollar herramientas potentes para gestionar adecuadamente el recurso hídrico subterráneo. Una de las formas más aceptada para evaluar la disponibilidad y el estado de las aguas subterráneas es a través de modelos computacionales de flujo y transporte. El éxito en la aplicación de estos modelos se fundamenta, entre otras cosas, en lograr la mejor representación posible de la variabilidad espacio-temporal de los parámetros en juego, puesto que el comportamiento de un soluto está fuertemente influenciado por la heterogeneidad y la anisotropía del medio geológico, lo cual se podría ver reflejado en la propagación anómala de la pluma y en cambios de su velocidad de dilución (Salamon, 2006). No sólo la heterogeneidad de los parámetros hidráulicos del acuífero afecta la dinámica de los procesos relacionados con el transporte, sino que la anisotropía de la conductividad hidráulica puede modificar el patrón espacio-temporal de las líneas de corriente, con lo cual se alterarían las direcciones preferenciales de avance de una pluma de soluto por efecto de la advección. De ello sigue que es crucial lograr una representación detallada de la dinámica de flujo subterráneo al momento de modelar el transporte. Sin embargo, tradicionalmente se ha utilizado el tensor diagonal de conductividades como una manera simplificada para considerar la anisotropía del medio (Harbaugh, 2005). Diferentes autores han desarrollado trabajos donde plantean una representación parcial o total de la anisotropía de la conductividad hidráulica. Anderman *et al.* (2002) desarrollan el paquete MODFLOW Layer Variable Direction Anisotropy (LDVA); esquema de modelación que considera la anisotropía por capas del modelo, pero sin incluir las componentes cruzadas del tensor de conductividades hidráulicas. Li *et al.* (2010) proponen la modelación del flujo subterráneo tridimensional para régimen permanente usando el tensor anisótropo de conductividades hidráulicas.

La solución de un modelo hidrogeológico detallado utilizando técnicas numéricas tradicionales puede ser costosa computacionalmente. Por un lado, la memoria virtual del ordenador puede ser insuficiente para almacenar las matrices que surgen al resolver las ecuaciones dinámicas durante la modelación. Por otro lado, si la discretización espacio-temporal es muy fina, su ejecución computacional puede ser muy lenta, imposibilitando su uso en la práctica. Considerando lo anterior, el presente trabajo introduce una implementación en paralelo de un código eficiente que resuelve tridimensionalmente la ecuación de flujo subterráneo para medios heterogéneos y anisótropos mediante las diferencias finitas. La solución de los sistemas de ecuaciones lineales resultantes se realizó mediante métodos iterativos para matrices dispersas (Saad, 2003), para los cuales se analizó la influencia de diferentes precondicionamientos en la aceleración de la ejecución de los modelos y en la optimización del recurso computacional disponible.

MARCO CONCEPTUAL

La ecuación en derivadas parciales de flujo subterráneo

La Ecuación en Derivadas Parciales de Flujo Subterráneo (EDPFS) en régimen transitorio de un medio heterogéneo saturado, considerando un sistema de coordenadas cartesianas no alineado con los ejes de anisotropía del medio, puede ser expresada como:

$$\nabla \cdot (\mathbf{K}\, \nabla h) + q = S \frac{\partial h}{\partial t} \qquad [1]$$

donde $h = h(x, y, z, t)$ [L] es la altura piezométrica; $q = q(x, y, z, t)$ [L^3/T] es el término fuente-sumidero de flujos, $S = S(x, y, z)$ [L^2] es el coeficiente de almacenamiento específico y, en la formulación más general, el tensor de conductividades hidráulicas es **K**, el cual tiene la forma:

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} K_{xx} & K_{xy} & K_{xz} \\ K_{yx} & K_{yy} & K_{yz} \\ K_{zx} & K_{zy} & K_{zz} \end{bmatrix} \quad [2]$$

y representa una entidad matricial que contiene información sobre tres vectores de flujo mutuamente perpendiculares en el espacio. Si dichos vectores son paralelos a los ejes de un sistema de referencia dado, se dice que éstos definen las direcciones principales y el tensor es una matriz diagonal. Por el contrario, si el sistema de referencia se encuentra rotado, los vectores asociados a las direcciones principales del tensor se deben descomponer en cada eje del nuevo sistema, obteniendo proyecciones paralelas y perpendiculares que se manifiestan en la matriz tensorial con nueve componentes presentada en la ecuación [2.

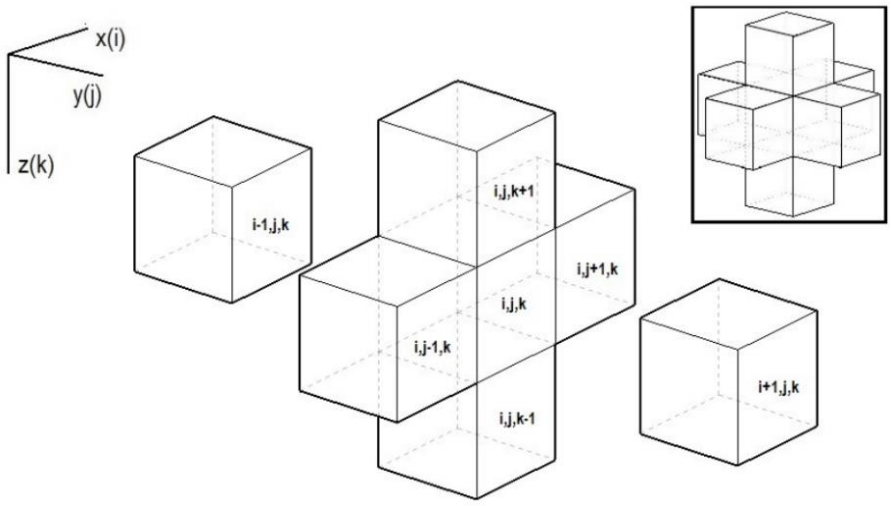


Figura 1. Esquema de los bloques del grafo de DF para la resolución de la EDPFS propuesta por Harbaugh (2005).

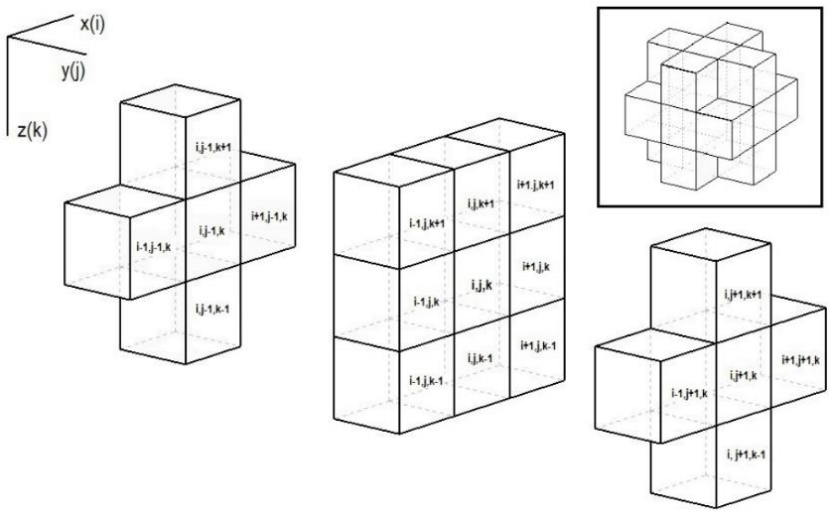


Figura 2. Organización de los diecinueve bloques del grafo de DF para el esquema de resolución de la EDPFS propuesto por Li *et al.* (2010).

Esquemas de resolución por diferencias finitas

Se han tenido en cuenta dos esquemas de resolución de la EDPFS mediante las Diferencias Finitas (DF). La primera de ellas, propuesta por Harbaugh (2005); considera un esquema de siete bloques, de manera que se capturen las componentes ortogonales de la conductividad hidráulica del tensor de la ecuación [2. Este esquema de solución por DF tiene intrínseco el planteamiento del grafo que se muestra en la Figura 1 y matemáticamente se expresa como:

$$\begin{aligned}
&\Delta y|_j \Delta z|_k \frac{2K_{xx}|_{i-1/2,j,k}}{\Delta x|_{i-1} + \Delta x|_i}\left(h^t_{i-1,j,k} - h^t_{i,j,k}\right) + \Delta y|_j \Delta z|_k \frac{2K_{xx}|_{i+1/2,j,k}}{\Delta x|_{i+1} + \Delta x|_i}\left(h^t_{i+1,j,k} - h^t_{i,j,k}\right) + \cdots \\
&+\Delta x|_i \Delta z|_k \frac{2K_{yy}|_{i,j-1/2,k}}{\Delta y|_{j-1} + \Delta y|_j}\left(h^t_{i,j-1,k} - h^t_{i,j,k}\right) + \Delta x|_i \Delta z|_k \frac{2K_{yy}|_{i,j+1/2,k}}{\Delta y|_{j+1} + \Delta y|_j}\left(h^t_{i,j+1,k} - h^t_{i,j,k}\right) + \cdots \\
&+\Delta x|_i \Delta y|_j \frac{2K_{zz}|_{i,j,k-1/2}}{\Delta z|_{k-1} + \Delta z|_k}\left(h^t_{i,j,k-1} - h^t_{i,j,k}\right) + \Delta x|_i \Delta y|_j \frac{2K_{zz}|_{i,j,k+1/2}}{\Delta z|_{k+1} + \Delta z|_k}\left(h^t_{i,j,k+1} - h^t_{i,j,k}\right) + \cdots \\
&+q_{i,j,k} = \Delta x\Big|_i \Delta y|_j \Delta z|_k S_{i,j,k} \frac{h^t_{i,j,k-1} - h^{t-1}_{i,j,k}}{\Delta t}
\end{aligned} \qquad [3]$$

donde $\Delta y|_j$, $\Delta x|_i$ y $\Delta z|_k$ son los tamaños del bloque localizado en las coordenadas (i, j, k) en las direcciones de los ejes cartesiano y, x y z, respectivamente; K_{yy}, K_{xx} y K_{zz} son las conductividades interbloque aparentes en las direcciones de los ejes cartesianos y, x y z, respectivamente; $h^t_{i,j,k}$ es la altura piezométrica del bloque con coordenadas (i, j, k) en el tiempo t y $S_{i,j,k}$ es el coeficiente de almacenamiento del bloque con coordenadas (i, j, k). El contexto espacial de estas variables se presenta en la Figura 1. Por su parte, Li *et al.* (2010) proponen resolver la ecuación [1] por medio de un esquema de DF que considera diecinueve bloques, como se muestra en la Figura 2, de forma que se capturen las componentes no diagonales del tensor de conductividades hidráulicas. Matemáticamente, considerando un esquema implícito hacia adelante para las derivadas parciales temporales, el esquema de DF de Li *et al.* (2010) se expresa como:

$$\begin{aligned}
&Ah^{t+1}_{i,j+1k} + Bh^{t+1}_{i,jk} + Ch^{t+1}_{i+1,j+1k} + Dh^{t+1}_{i-1,j,k} + Eh^{t+1}_{i+1,j,k} + Fh^t_{i-1,j,k} + Gh^t_{i,j+1k} + Hh^t_{i,jk} + Ih^t_{i+1,j+1k} + \cdots \\
&+Jh^t_{i-1,j,k} + Kh^t_{i+1,j,k} + Lh^t_{i-1,j,k} + Mh^t_{i,j+1k} + Nh^t_{i,jk} + Oh^t_{i+1,j+1k} + Ph^t_{i-1,j,k} + Qh^t_{i+1,j,k} + Rh^t_{i-1,j,k} + \cdots \\
&+Sh^t_{i,j+1k} + q_{i,j,k}\Delta x|_{i,j,k}\Delta y|_{i,j,k}\Delta z|_{i,j,k} = S_{i,j,k}(h^t_{i,jk} - h^{t-1}_{i,jk})
\end{aligned} \qquad [4]$$

donde los coeficientes ($A \sim S$) [L^2/T] pueden ser consultados en el trabajo de Li *et al.* (2010) y su evaluación depende de las conductividades hidráulicas de bloque, las características geométricas de la malla usada para la discretización espacial del área de interés y del tamaño de paso de las DF temporales. Los sub-índices i, j y k representan la discretización espacial en las direcciones de los ejes cartesianos x, y y z, respectivamente. En un dominio espacial discretizado por DF tridimensionales mediante n prismas rectangulares e incluyendo diferentes tipos de condiciones de contorno, se podrá usar [3] o [4] para obtener un Sistema de Ecuaciones Lineales Disperso (SELD) en cada paso temporal, el cual se plantea de la siguiente manera:

$$\left(\mathbf{A} - \frac{\mathbf{D}}{\Delta t}\right)\mathbf{h}^t + \mathbf{q} = -\frac{\mathbf{D}}{\Delta t}\mathbf{h}^{t-1} \qquad [5]$$

donde $\mathbf{A} \in R^{\mathbf{nxn}}$ es una matriz de conductividades equivalentes [L^2/T], $\mathbf{h}^t \in R^{\mathbf{n}}$ es un vector con las alturas piezométricas al final del t-ésimo intervalo [L], $\mathbf{h}^{t-1} \in R^{\mathbf{n}}$ es un vector con las alturas piezométricas al inicio de dicho intervalo, $\mathbf{D} \in R^{\mathbf{nxn}}$, es una matriz de almacenamientos específicos [L^2] y $\mathbf{q} \in R^{\mathbf{n}}$ es el vector de flujos [L^3/T]. La ecuación [5] puede escribirse como $\mathbf{Ch}^t = \mathbf{d}$, SELD que se resuelve sucesivamente durante cada intervalo de simulación para obtener el vector de alturas piezométricas $\mathbf{h}^t$, $\mathbf{C}$ es la matriz de coeficientes que depende de los parámetros hidráulicos del acuífero y de las condiciones de contorno y $\mathbf{d}$ es un vector de términos independientes de flujos internos y externos del acuífero.

Resolución de los modelos de flujo

Una característica importante de la resolución de la EDPFS por DF considerados en este trabajo, es que $\mathbf{C}$ siempre es una matriz simétrica definida positiva y dispersa con estructura invariante. Ello permite adoptar esquemas de resolución muy eficientes basados en la construcción de un sub-espacio de Krylov construido como $K_n = \langle \mathbf{b}, \mathbf{Cb}, \mathbf{C}^2\mathbf{b}, \ldots, \mathbf{C}^{n-1}\mathbf{b} \rangle$, particularmente el método del Gradiente Conjugado (GC, ver Saad, 2003). El GC es un método iterativo para resolver

SELD ampliamente utilizado por su simpleza y por qué, teóricamente, se alcanza la solución en, a lo sumo, n iteraciones. Su uso es interesante porque, primero las operaciones involucradas son pocas y pueden implementarse paralelamente para lograr la aceleración computacional. La eficiencia en la ejecución del GC depende de la distribución de los autovalores de $\mathbf{C}$ y del número de condición espectral, es decir, la razón entre sus autovalores mínimo y máximo. Para acelerar la ejecución del GC se somete a la matriz $\mathbf{C}$ a un precondicionamiento; técnica que mejora el número de condición κ de dicha matriz. Así, sea $\mathbf{M} \in R^{\boldsymbol{nxn}}$ otra matriz que aproxima a $\mathbf{C}$, fácilmente invertible, entonces se resuelve $\mathbf{Ch}^t = \mathbf{d}$ solucionando indirectamente el sistema (Saad, 2003):

$$\mathbf{M^{-1}Ch}^{t+1} = \mathbf{M^{-1}d} \qquad [6]$$

donde $\mathbf{M}$ es la matriz de precondicionamiento. Si $\kappa\,(\mathbf{M^{-1}C}) \ll \kappa\,(\mathbf{C})$ entonces [6] tendrá una convergencia rápida. El algoritmo del GC Precondicionado (GCP) se plantea para un vector inicial de solución $\mathbf{v_0}$ y una tolerancia en el residuo ε, mediante el siguiente esquema (Saad, 2003):

$\mathbf{r}_0 = \mathbf{b} - \mathbf{Cv}_0$
$\mathbf{p}_0 = \mathbf{z}_0 = \mathbf{M}^{-1}\mathbf{r}_0$
Para $k = 0,1,2,\ldots$ hacer

$$\alpha_k = -\frac{\mathbf{r}_k\mathbf{M}^{-1}\mathbf{r}_k}{\mathbf{p}_k\mathbf{Cp}_k}$$
$$\mathbf{h}_{k+1} = \mathbf{h}_k - \alpha_k\mathbf{p}_k \qquad [7]$$
$$\mathbf{r}_{k+1} = \mathbf{r}_k - \alpha_k\mathbf{Cp}_k$$
$$\beta_k = -\frac{\mathbf{r}_{k+1}\mathbf{M}^{-1}\mathbf{r}_{k+1}}{\mathbf{r}_k\mathbf{M}^{-1}\mathbf{r}_k}$$
$$\mathbf{p}_{k+1} = \mathbf{M}^{-1}\mathbf{r}_k + \beta_k\mathbf{p}_k$$

Hasta que $\mathbf{r}_k < \boldsymbol{\varepsilon}$

Técnicas de pre-condicionamiento

En este trabajo se realiza un estudio de la eficacia computacional de diferentes esquemas de precondicionamiento del GCP, por lo cual los métodos tenidos en cuenta se explican brevemente.

Métodos clásicos iterativos de resolución

Los métodos iterativos clásicos pueden ser vistos como precondicionamiento de los métodos iterativos. Así, sea $\mathbf{Ch} = \mathbf{d}$ el problema que se quiere resolver. Para una matriz $\mathbf{Q} \in R^{\boldsymbol{nxn}}$ invertible, sí $\mathbf{h}$ es un punto fijo de la aplicación $F(\mathbf{h}) = \mathbf{h} + \mathbf{Q^{-1}}(\mathbf{d} - \mathbf{Ch})$, pueden platearse que:

$$\mathbf{h}_{i+1} = \mathbf{h}_i + \mathbf{Q^{-1}}(\mathbf{d} - \mathbf{Ch}_i) = \mathbf{h}_i + \Delta\mathbf{h}_i \qquad [8]$$

De acuerdo con la escogencia de la matriz de iteración $\mathbf{Q}$, la matriz $\mathbf{C}$ se descompone en (Benzi, 2002; Saad, 2003):

$$\mathbf{C} = \mathbf{D} + \mathbf{U} + \mathbf{L} \qquad [9]$$

donde $\mathbf{D} \in R^{\boldsymbol{nxn}}$ denota la matriz diagonal cuyas entradas son las de la diagonal de $\mathbf{C}$, $\mathbf{L} \in R^{\boldsymbol{nxn}}$ denota la parte estrictamente inferior de $\mathbf{C}$ y $\mathbf{U} \in R^{\boldsymbol{nxn}}$ su parte estrictamente superior. En el caso del método de Jacobi, se considera tomar $\mathbf{Q}$ como la matriz $\mathbf{D}$. En el caso del método de Gauss-Seidel, se adopta a $\mathbf{Q}$ como la matriz triangular inferior de $\mathbf{C}$, es decir $\mathbf{Q} = \mathbf{D} + \mathbf{L}$**.** En el caso del método SOR (*Successive Overrelaxation*) $\mathbf{Q}$ es una variación paramétrica de Gauss-Seidel dada por $\mathbf{Q} = \mathbf{D} + \omega\mathbf{L}$, donde ω es el parámetro de relajación.

Factorización LU incompleta

Una factorización incompleta es deseable porque las matrices resultantes respetan el patrón de dispersión de la matriz original. El objetivo es controlar que la cantidad de procesamiento del precondicionamiento no se incremente excesivamente. La factorización LU Incompleta (ILU) consiste en realizar una descomposición LU descartando algunos de sus elementos. Este procedimiento, en el ámbito del precondicionamiento del GCP, tiene dos importantes ventajas. Primero, la factorización ILU aplicada sobre $\mathbf{C}$ arroja matrices con menores radios espectrales que el asociado a la matriz $\mathbf{C}$ original; segundo, los requerimientos de almacenamiento son más bajos que los requeridos por la factorización LU de $\mathbf{C}$. Sea P el patrón de dispersión impuesto a la factorización, así:

$$P \subset \{(i,j) : i \neq j; 1 < i,j < n\} \quad [10]$$

el cual representa un conjunto de componentes (i,j) de la matriz $\mathbf{C}$ que no serán descartados en el procedimiento de factorización. La primera elección de P para imponer un patrón de factorización ILU fue realizada con una matriz $\mathbf{C}$ bandeada, escogiendo una matriz de precondicionamiento que también bandeada. Si P coincide con las posiciones no nulas de $\mathbf{C}$, la factorización ILU se denomina sin relleno, ILU(0). Esta aproximación es efectiva para solucionar los SELD que surgen en discretizaciones de bajo orden en EDP elípticas escalares (Benzi, 2002), como en el caso de la EDPFS resuelta por DF. A medida que la discretización espacial de las DF usadas para resolver el flujo subterráneo se hace más fina, las aproximaciones sin relleno resultan ser burdas y debe adoptarse algún esquema de llenado (Naff y Banta, 2008). Watts III (1981) propusieron esquemas ILU(p) de llenado basados en el cálculo de un índice por elemento a medida que avanza la descomposición. Así, el nivel inicial de llenado de un elemento de una matriz dispersa es:

$$lev_{ij} = \begin{cases} 0 & \text{si } c_{i,j} \neq 0 \\ \infty & \text{en otro caso} \end{cases} \quad [11]$$

el cual se renueva a medida que el elemento es modificado por una eliminación gaussiana. Durante la factorización ILU(p), el nivel de llenado se evalúa como $lev_{ij} = \min\{lev_{ij}, lev_{ik} + lev_{kj} + 1\}$ en cada iteración sobre la k-ésima fila; luego el patrón de dispersión P para un nivel de llenado p se define como el conjunto:

$$P = \{(i,j) : lev_{ij} > p\} \quad [12]$$

Para matrices diagonalmente dominantes, mientras mayor sea el nivel de llenado de un elemento, menor es su valor absoluto, con lo cual la matriz de errores entre ambas matrices exhibe elementos muy cercanos a cero y la factorización es más precisa. A pesar de que, en la mayoría de las ocasiones, aplicar el nivel de relleno mejora el precondicionamiento con respecto a las versiones sin llenado, la desventaja principal es que requiere almacenar elementos de llenado pequeños en valor absoluto que contribuyen muy poco en la disminución del número de condición de $\mathbf{C}$.

Un precondicionamiento más eficiente se obtiene ejecutando una factorización por descarte ILU(τ) donde los elementos de llenado se aceptan con base en su magnitud. Así pues, se define a la tolerancia de descarte como el número entero positivo τ que actúa como límite inferior admisible para los valores absolutos de los elementos de llenado; es decir, se permite llenar los elementos de las matrices $\mathbf{L}$ y $\mathbf{U}$ si y sólo si $c_{ij} > \tau$. La principal desventaja de ello es que resulta difícil escoger una tolerancia de descarte, por lo cual se hace necesario recurrir a un proceso de ensayo y error hasta encontrar un valor satisfactorio. Saad (1994) propone una estrategia de precondicionamiento dual por umbral ILU(p,τ) que opera fijando una tolerancia de descarte y un número de elementos de relleno en cada fila de las matrices factores $\mathbf{L}$ y $\mathbf{U}$. A diferencia de las factorizaciones incompletas, este método dual decide el relleno de los elementos de $\mathbf{L}$ y $\mathbf{U}$ de forma dinámica aplicando una regla de eliminación sobre el elemento si su magnitud es menor que cierto umbral τ y luego manteniendo los p elementos de relleno de mayor magnitud por fila. Así, τ y p pueden modificarse hasta alcanzar un precondicionamiento apropiado.

Métodos algebraicos de múltiples mallas

Los Métodos Algebraicos de Múltiples Mallas (MAMM) son una técnica para resolver SELD. Al mismo tiempo, se usan como técnicas de precondicionamiento para la ejecución del GCP. La idea de los MAMM es eliminar los residuales que se obtienen mediante técnicas basadas en la relajación usando un conjunto de matrices más gruesas que se superponen sobre la matriz original, para las cuales se usa un método directo de solución de los problemas resultantes. Un precondicionador MAMM construye una jerarquía para dichas mallas de matrices y el conjunto de operaciones de transferencia entre ellas usando únicamente la información contenida en la matriz de coeficientes. Con ello se pueden tratar fácilmente casos en los cuales la modelación envuelve geometrías irregulares o mallas no estructuradas (Pereira *et al.*, 2006). Los pasos usados por los MAMM para el precondicionamiento en un esquema iterativo de solución de SELD, definiéndose una malla como un conjunto de nodos w extraídos de la matriz original, son como sigue.

Primero, se establecen los nodos w_k de la matriz original, a partir de los cuales se extraen subconjuntos de nodos para diferentes tamaños de malla, ya sea gruesa w_c^k o fina w_c^k.Lo anterior equivale a extraer un conjunto de múltiples mallas sobre las cuales operará el precondicionamiento MAMM. Segundo, se establecen las operaciones de transferencia entre las múltiples mallas, así:

Prolongación
Restricción
$$P_k: V_{k+1} \rightarrow V_k: \quad R_k = P_k^T \qquad [13]$$

donde V_k son matrices aproximación de las soluciones en los diferentes niveles de las mallas, R_k son las matrices de restricción sobre cada malla y P_k es la matriz de interpolación para cada nivel de malla. Tercero, se define la jerarquía matricial de las múltiples mallas, así:

$$A_{k+1} = R_k A_k P_k \qquad [14]$$

Para terminar, se define la correspondiente técnica de suavizado, es decir, el método directo de solución de la malla gruesa que sea más conveniente a las características del problema. Más detalles acerca de detalles matemáticos de los MAMM pueden encontrarse en Briggs *et al.* (2000).

SOTWARE E IMPLEMENTACIÓN

PETSc (Balay *et al.*, 2012)., desarrollado por el *Agronne National Laboratory* de los Estados Unidos, es un software pensado como una herramienta para la computación científica portable y extensible compuesta por una colección de rutinas y estructuras de datos que proveen bloques de construcción para la implementación de códigos de gran escala en computadoras en paralelo. PETSc puede ser usado en sistemas de procesadores que trabajen en paralelo (clusters, supercomputadoras o computadoras personales). Ello se logra a través de librerías especializadas de programación paralela como MPICH u OpenMPI que transmiten información entre procesadores de forma ordenada y eficiente, a través de los lenguajes de programación tradicionales como FORTRAN, C, C++ y Python. Las librerías del PETSc permiten la creación de familias de objetos de matrices, vectores e índices de conjuntos, en las que el mismo PETSc se encarga de realizar operaciones, incluso si se trabaja en paralelo, lo que permite crear códigos más limpios y eficientes.

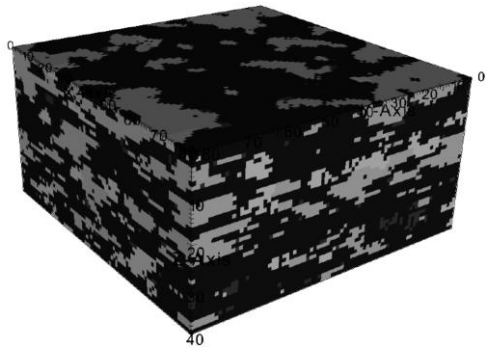
En el marco de este documento se han desarrollado dos implementaciones del PETSc a la solución de la EDP de flujo subterráneo. La primera implementación se trata de la adecuación un código de flujo subterráneo llamado FDPACK (Álvarez-Villa, 2014) a las librerías del PETSC. FDPACK simula numéricamente el comportamiento del flujo en dos dimensiones en un medio poroso heterogéneo. La implementación del FDPACK bajo las librerías de PETSc puede ser consultada en la página web http://soilros.github.io/FDPACK/. Por otro lado, la implementación llamada ANISOFLOW es un programa implementado en lenguaje FORTRAN 90, que utiliza las herramientas computacionales de paralelismo proporcionadas por PETSc, enfocado a usar y evaluar los elementos teóricos mostrados a lo largo de este documento y que, además, sirva como

alternativa al MODFLOW cuando las soluciones secuenciales de éste no sean lo suficientemente eficientes para la modelación del flujo subterráneo. El código fuente del programa puede ser encontrado en el repositorio online del programa http://github.com/SoilRos/ANISOFLOWPACK.

EXPERIMENTOS NUMÉRICOS

Medio heterogéneo por facies geológicas de roca fracturada

La información considerada en el presente trabajo para medio fracturado corresponde a la utilizada por Blessent *et al.* (2011), la cual se ha levantado en la isla de Olkiluoto, Finlandia, sitio potencial para disponer residuos nucleares de alta actividad. Los datos de campo hacen alusión a roca fracturada, donde las propiedades físicas del material parental, la geometría, la extensión y la conectividad de las fracturas fueron caracterizadas a partir de núcleos de perforación, pruebas hidráulicas, estudios geofísicos y datos de pozos. Las principales zonas de fractura identificadas tienen una transmisividad mayor de $1x10^{-8}$ m^2/s y una extensión de varios cientos de metros. Con base a esta información se plantearon modelos igualmente probables de facies para un Medio Poroso Equivalente (MPE); planteamiento que ha requerido la definición de categorías de rocas, las cuales se obtuvieron analizando las conductividades hidráulicas obtenidas en los ensayos de interferencia y registros de densidad de fracturamiento. Con base en ello, los MPE generados por simulación secuencial basada en la probabilidad de transición (Carle y Fogg, 1996) se componen de las siguientes categorías: (i) roca madre poco fracturada (SFB), (ii) lecho de roca escasamente a moderadamente fracturado (SMFB), (iii) lecho de roca de moderado a altamente fracturado (MHFB) y (iv) lecho de roca altamente fracturado (HFB).



Facies	Conductividad hidráulica		
	K_x	K_y	K_z
Facie 1 – SFB	$6.34x10^{-8}$	$3.17x10^{-9}$	$3.17x10^{-9}$
Facie 2 – SMFB	$5.77x10^{-7}$	$5.77x10^{-7}$	$5.77x10^{-7}$
Facie 3 – MHFB	$1.37x10^{-6}$	$1.37x10^{-6}$	$1.37x10^{-6}$
Facie 4 – HFB	$8.00x10^{-6}$	$8.00x10^{-6}$	$8.00x10^{-6}$

Figura 3. Esquema de la zonificación de propiedades hidráulicas del medio (Azul: SFB, Verde: SMFB, Amarillo: MHFB y Rojo: HFB).

El resultado del análisis geoestadístico planea cuatro zonas de conductividades hidráulicas sobre un dominio espacial que tiene una longitud de 400 m en dirección Norte y Este, y 200 m en dirección vertical, con discretización regular de 5 m en cada dirección (ver la Figura 3). Las condiciones de contorno consisten en niveles piezométricos impuestas en los bordes laterales. La EDPFS se solucionó en régimen permanente mediante el código ANISOFLOW para el medio heterogéneo por facies de roca fracturada acá considerado mediante el GC con precondicionamiento ILU y esquema dual por descarte (τ=0.0005) y nivel de llenado (p=2); solución que se comparó con la obtenida aplicando el código MODFLOW (Harbaugh, 2005). Los resultados obtenidos se presentan la Figura 4, donde se muestran los niveles piezométricos y los contornos de estos. Un análisis cuantitativo mostró que existe únicamente un error relativo máximo del 0.105 % entre ambas soluciones, el cual corresponde a una diferencia absoluta cercana a 0.016 m en los bloques donde se tienen las mayores alturas piezométricas. Este resultado permite validar indirectamente la aplicación del código ANISOFLOW en medios heterogéneos y anisótropos.

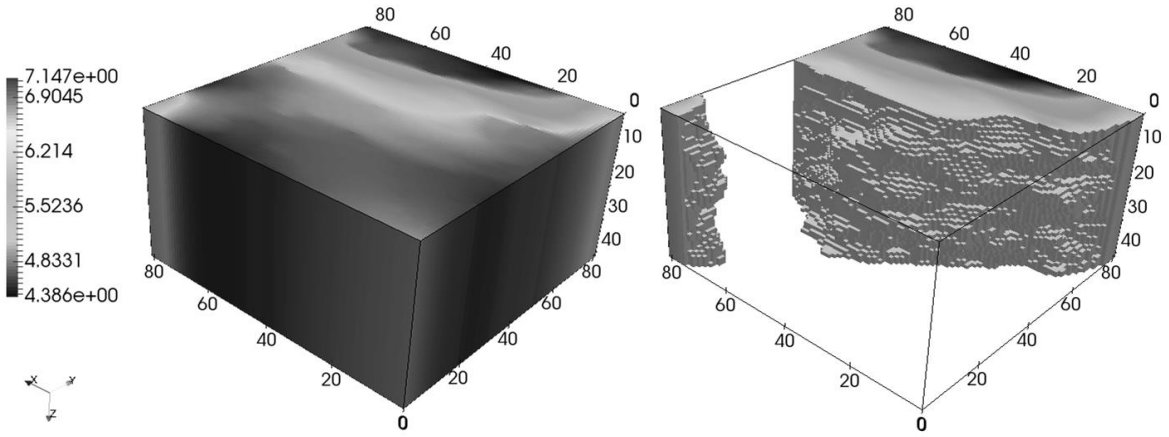


Figura 4. Alturas piezométricas simuladas por ANISOFLOW para el modelo tridimensional de facies planteado por Blessent *et al.* (2011) y contornos de dicha solución.

Medio altamente heterogéneo y anisótropo

Se considera un acuífero cúbico de 400 m de lado, formado por un medio heterogéneo con zonas isótropas y anisótropas no paralelas a los ejes cartesianos, el cual fue generado seudo-aleatoriamente con una discretización regular, cuyo tamaño de bloque depende del caso de análisis. Para realizar los experimentos de escalabilidad computacional se generaron discretización de 25, 50, 100 y 200 bloques de lado que, respectivamente, son equivalentes a sistemas matriciales compuestos por 15625 (16K), 125000 (125K), 1000000 (1M) y 8000000 (8M) de ecuaciones. Las configuraciones espaciales de cada modelo se muestran en la Figura 5. Las condiciones de contorno para resolver los modelos en régimen permanente consisten en una función sinusoidal que varía entre 5 y 10 m entre cada par de paredes opuestas del dominio sobre la primera capa de bloques de DF. Estas soluciones se utilizan como condiciones iniciales de los modelos resueltos en régimen transitorio. Para las simulaciones en régimen transitorio, a lo largo del horizonte temporal también se modifican las condiciones de contorno en los bordes del dominio espacial de manera sinusoidal, modificándose entre los niveles impuestos para las condiciones iniciales y 0 m cada 365 días. En el centro del dominio, bloque con coordenada (200 m; 200 m) en direcciones Este y Norte, y a profundidades de 0, 200 y 400 m se imponen niveles piezométricos nulos durante un período de seis meses, seguido por un intervalo de la misma longitud en los que no se imponen niveles en dichos bloques. Pasado un año de simulación, en los mismos lugares se repite la secuencia de descensos y recuperación de niveles, pero imponiendo 20 m en las celdas centrales.

Se desea evaluar la influencia de los esquemas de precondicionamiento en el aumento o disminución de la eficiencia de resolución por el GCP de los SELD planteados por las diferentes soluciones de la EDPFS mediante las DF implementados en ANISOFLOW. Dado lo anterior, los modelos de flujo subterráneo construidos para las diferentes discretizaciones espaciales del acuífero sintético planteado se han resuelto utilizando los siguientes precondicionadores en paralelo: Jacobi, Jacobi Bloque y Algebraico de Múltiple malla (Multi-malla). También se considera la resolución mediante el GC sin precondicionamiento. Debido a que los precondicionadores del tipo ILU no son eficientes cuando se paralelizan, los desarrolladores de PETSc idearon otras formas para que sus beneficios computacionales se puedan usar en códigos en paralelo. Esto consiste en resolver la factorización ILU empleando las matrices que se encuentran guardadas localmente en cada procesador y usar el conjunto de las sub-matrices resultantes como precondicionador del sistema a resolver. Con ello se minimizan los mensajes enviados y recibidos entre procesadores. Aunque es usual llamar a este precondicionador simplemente como Jacobi Bloque, en realidad se trata de Jacobi Bloque que usa factorización ILU en los hilos de resolución enviados a cada procesador. Por otro lado, si bien las técnicas de Múltiple Malla son precondicionadores normalmente usados para resolver EDP mucho más complejas que la tratada aquí sobre dominios irregulares, se incluyó dentro de las pruebas para resaltar la flexibilidad que presenta haber escrito el código en PETSc.

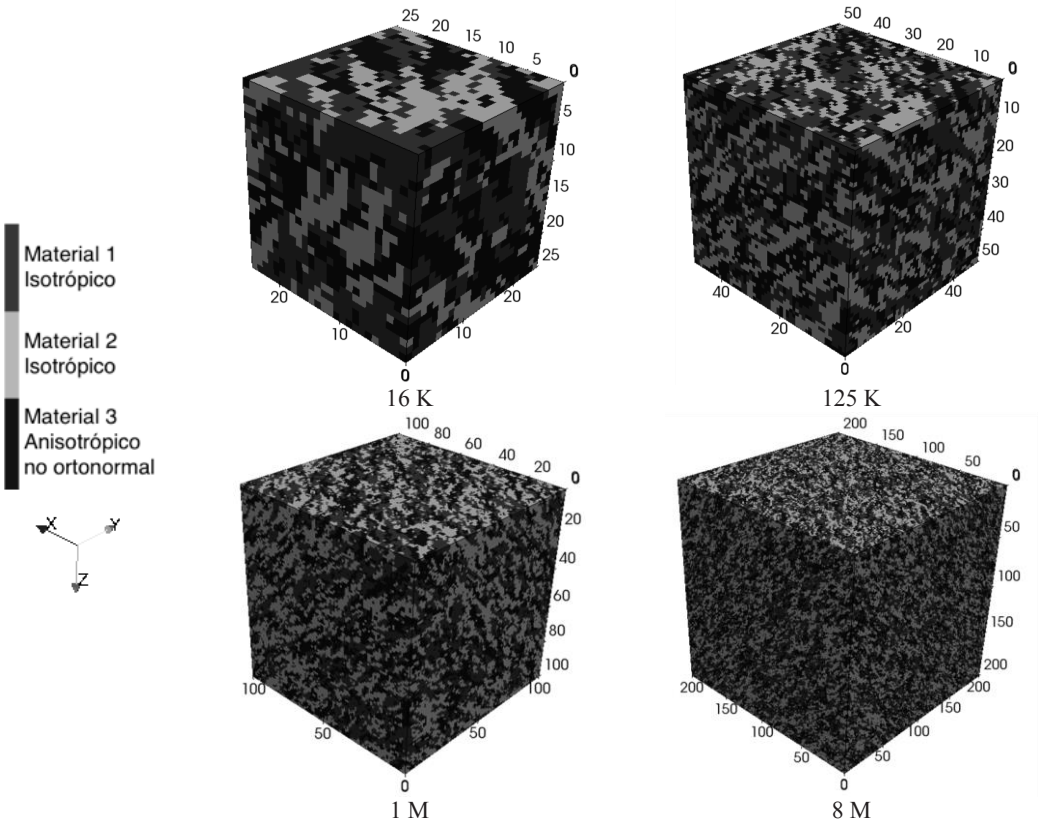


Figura 5. Configuración de los medios heterogéneos usados para los experimentos de escalabilidad computacional de la solución por DF planteada para ANISOFLOW.

Los experimentos computacionales fueron realizados en un sistema con las siguientes características: Intel® Xeon® CPU E5-2698 v3 @ 2.30GHz de 32 procesadores. Este ordenador no está diseñado para llevar a cabo matemática computacional en paralelo, pues sus conexiones entre procesadores no son óptimas y se limita la velocidad de transferencia de información de procesador a procesador. Los modelos descritos al largo de este apartado se resolvieron usando diferentes cantidades de procesadores y diferentes tipos de precondicionamientos. A cada uno de los experimentos se le midió su tiempo de ejecución y su aceleración al considerar un aumento de la cantidad de procesadores usados para la ejecución. Los resultados (ver la Figura 6) se graficaron relacionando la cantidad de procesadores con el tiempo de ejecución requerido y la aceleración alcanzada con respecto al uso de un sólo procesador, de la siguiente manera: (i) sin precondicionamiento, líneas azules, (ii) Jacobi clásico, línea verde, (iii) Jacobi Bloque y factorización ILU, línea roja, y (iv) Múltiple malla, línea naranja. Los gráficos obtenidos permiten plantear las siguientes observaciones.

Primero, en general, el precondicionamiento que disminuye en menor medida el tiempo de ejecución de los modelos de flujo subterráneo es Jacobi clásico, seguido de Jacobi Bloque con factorización ILU. Las mayores aceleraciones de los modelos acá planteados se lograron usando entre dos y doce procesadores; límite que indica el progreso insignificante o disminución de dicha aceleración. Aun así, se observa que, en casi todos los casos el tiempo de ejecución necesario para resolver los modelos usando diez procesadores se disminuye hasta cerca de una quinta parte del requerido al emplear únicamente un solo procesador. Ello sucede para todas las discretizaciones espaciales consideradas y es la primera muestra de la escalabilidad de ejecución computacional que proporciona la incorporación de las herramientas de alto rendimiento en ANISOFLOW.

Segundo, los gráficos de velocidad y aceleración muestran que el recurso computacional disponible influye en la optimización de las simulaciones puesto que, a pesar de que en cada modelo hay diferente cantidad de ecuaciones asociadas, el número de procesadores para solucionar los modelos de flujo con rendimiento computacional óptimo aparece invariante alrededor de 12.

Usar más de dicha cantidad de recurso computacional aumenta ligeramente la duración de las ejecuciones de los modelos, al mismo tiempo que reduce su aceleración. Esto se atribuye a las características del hardware usado durante los experimentos computacionales; máquina que, como se dijo antes, no optimiza la comunicación entre procesadores durante las ejecuciones en paralelo, lo cual interfiere en el óptimo desarrollo de las simulaciones ejecutadas mediante el ANISOFLOW.

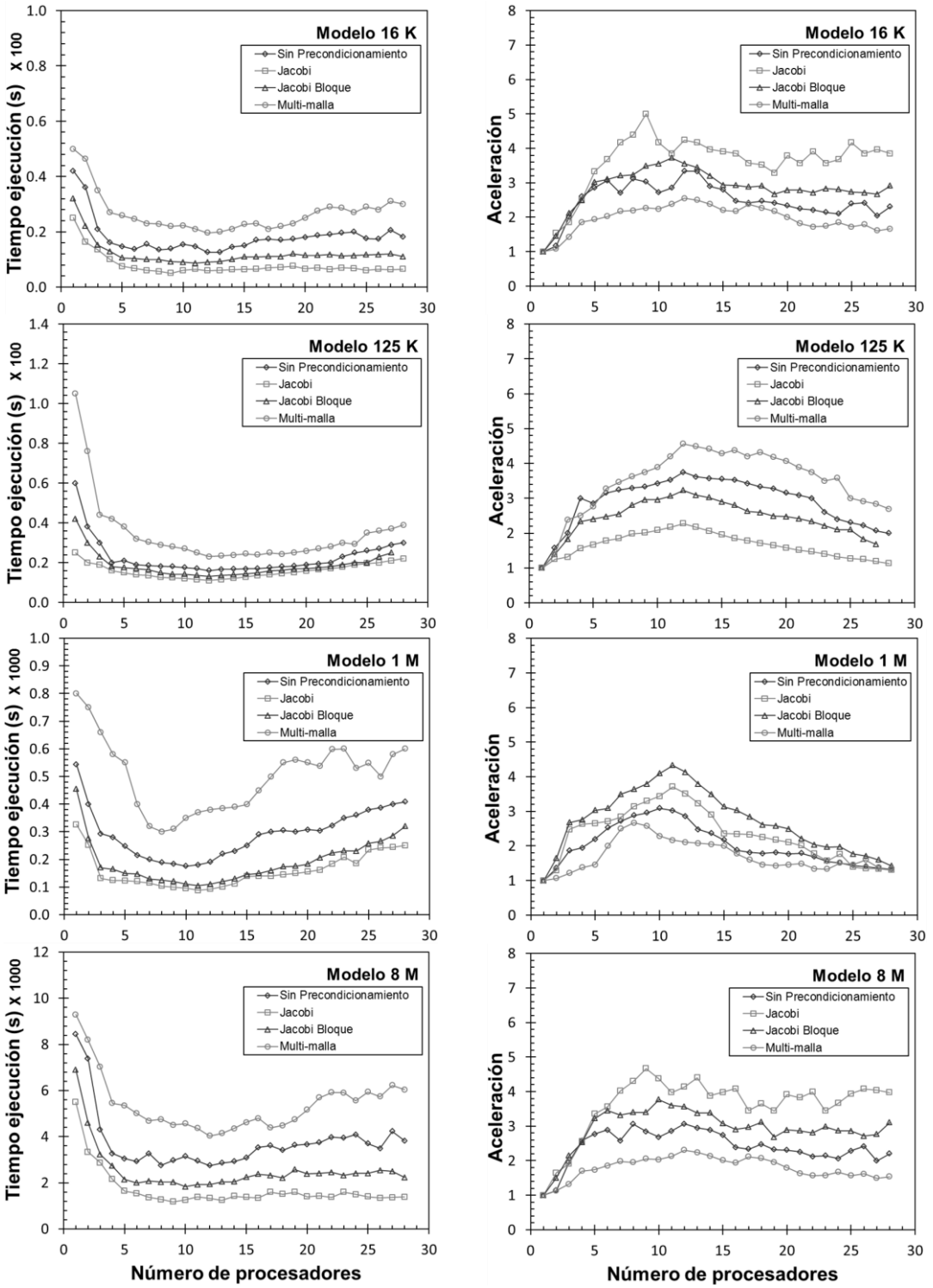


Figura 6. Tiempos de solución (izquierda) y aceleración (derecha) por paralelismos de los diferentes modelos con diferentes precondicionamientos por el método de GCP.

Tercero, los resultados muestran que los precondicionadores más complejos como Jacobi Bloque con factorización ILU o Múltiple Malla toman más tiempo en construir las matrices asociadas a su operación computacional, que el tiempo que podría requerirse para ejecutar el

número de iteraciones que se ahorran. Esto sucede porque el radio espectral de las matrices que forman los SELD asociados a la solución por DF de los modelos de flujo planteados en este trabajo no se mejora considerablemente como efecto de ejecutar los precondicionamientos sobre el GC. Es más, para la geometría del acuífero analizado, las condiciones de contorno impuestas sobre éste y el esquema de DF empleado para la linealización de la EDPFS, el precondicionador más simple (Jacobi) de todos los acá utilizados es el más efectivo y es suficiente.

CONCLUSIONES

ANISOFLOW es un software flexible porque permite considerar explícitamente las diferentes características hidráulicas del medio hidrogeológico, la heterogeneidad y la anisotropía de la conductividad hidráulica y otros parámetros del acuífero. También permite representar la variabilidad espacio-temporal de las condiciones de contorno del acuífero y las acciones exteriores actuando sobre éste; al tiempo que abre la posibilidad de seleccionar diferentes esquemas de modelación eficiente, de acuerdo con la configuración que se haga sobre las librerías del PETSc.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Anderman, E.R., K.L. Kipp, M.C Hill, J. Valstar, R.M. Neupauer (2002) *Documentation of the Model-Layer Variable-Direction Horizontal Anisotropy (LVDA) Capability of the Hydrogeologic-Unit Flow (HUF) Package. MODFLOW-2000, the U.S. Geological Survey Modular Groundwater Model*. U.S. Geological Survey Open-File Report 02-409. Denver, Colorado.

Balay S., S. Abhyankar, M. Adams, J. Brown, P. Brune, K. Buschelman, L. Dalcin, V. Eijkhout, W. Gropp, D. Karpeyev, D. Kaushik, M. Knepley, L. Curfman McInnes, K. Rupp, B. Smith, S. Zampini, H. Zhang, and H. Zhang Mathematics and Computer Science Division, Argonne National Laboratory (2012) *PETSc User's Manual*. Revision 3.3. Argonne, Illinois.

Benzi M. (2002) Preconditioning techniques for large linear systems: a survey. *Journal of Computational Physics*, *182*(2), 418–477.

Blessent D., R. Therrien, C.W. Gable (2011). Large-scale numerical simulation of groundwater flow and solute transport in discretely-fractured crystalline bedrock. *Advances in Water Resources*, *34*(12), 1539–1552.

Carle S.F., G.E. Fogg (1996) Transition probability-based indicator geostatistics. *Mathematical geology*, *28*(4), 453–476.

Harbaugh A.W. (2005) *MODFLOW-2005, the US Geological Survey Modular Ground-water Model: The Ground-Water Flow Process*. U.S. Department of the Interior, U.S. Geological Survey Techniques and Methods 6–A16. Reston, Virgina.

Li L., H. Zhou, J.J. Gómez-Hernández (2010) Steady-state saturated groundwater flow modeling with full tensor conductivities using finite differences. *Computers and Geosciences*, *36*(10), 1211–1223.

Naff R.L., E.R. Banta (2008) *The US Geological Survey Modular Ground-water Model - PCGN: a Preconditioned Conjugate Gradient Solver with Improved Nonlinear Control*. U.S. Geological Survey Open-File Report 2008-1331.

Pereira F.H., S.L. Lopes, S. Ikuyo (2006) A fast algebraic multigrid preconditioned conjugate gradient solver. Applied Mathematics and Computation 179, 344–351.

Saad, Y. (2003). *Iterative Methods for Sparse Linear Systems*. SIAM. Philadelphia, Pennsylvania.

Salamon P. (2006). *On Modeling Contaminant Transport in Complex Porous Media Using Random Walk Particle Tracking*. Tesis Doctoral. Universitat Politècnica de València.

Tatebe, O. (1993) The Multigrid Preconditioned Conjugate Gradient Method, vol. 3224, NASA Conference Publication, pp. 621–634.

Watts III J.W. (1981). A conjugate gradient-truncated direct method for the iterative solution of the reservoir simulation pressure equation. *Society of Petroleum Engineers Journal*, *21*(3), 345–353.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

ANÁLISE COMPARATIVA DE METODOLOGIAS DE CÁLCULO DE BORDA LIVRE RESULTANTE DA AÇÃO DOS VENTOS EM BARRAGENS DE MINERAÇÃO

Mariana Sampaio Barrozo[1], Nathália Couto Machado [2], Gladstone Rodrigues Alexandre[3] & André Wilhiam Lauriano[4]

[1] Engenheira da Pimenta de Ávila Consultoria, Brasil. mariana.barrozo@pimentadeavila.com.br

[2] Engenheira da Pimenta de Ávila Consultoria, Mestre em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos da Universidade Federal de Minas Gerais, Brasil. nathalia.couto@pimentadeavila.com.br

[3] Engenheiro da Pimenta de Ávila Consultoria, Mestre em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos da Universidade Federal de Minas Gerais, Brasil. gladstone.alexandre@pimentadeavila.com.br

[4] Engenheiro Civil da Pimenta de Ávila Consultoria, Mestre em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos da Universidade Federal de Minas Gerais, Brasil. andre.lauriano@pimentadeavila.com.br

RESUMO:

Para os cálculos de borda livre de reservatórios utilizam-se metodologias consagradas em projetos dessa natureza. Para este tipo de dimensionamento, existem normas nacionais e internacionais que indicam diferentes critérios no quesito de segurança hidrológica dessas estruturas. Contudo, frente a todas as incertezas associadas à definição dos cálculos hidrológicos aplicados em reservatórios e a importância em garantir a segurança dessas obras hidráulicas, é de suma importância a definição adequada da borda livre em reservatórios, visando tanto absorver essas incertezas quanto garantir que ondas associadas ao efeito de ventos sobre a superfície líquida não causem erosões e galgamentos. Nesse sentido, em virtude das diferentes metodologias para o cálculo da borda livre, conforme apresentado no presente estudo, é evidente a importância de um apurado julgamento de engenharia na definição dos critérios que melhor se enquadrem no problema em questão, sendo apresentados os critérios mais usualmente utilizados nessa temática que podem subsidiar a decisão dos especialistas.

ABSTRACT

For the reservoirs freeboard calculations, established methodologies is used in dam projects. For this type of design, there are national and international standards that indicate different criteria in terms of hydrological safety of these structures. However, in view of all the uncertainties associated with the definition of hydrological calculations applied to reservoirs and the importance of ensuring the safety of these hydraulic works, it is of utmost importance to define the freeboard in reservoirs, in order to both absorb these uncertainties and ensure that waves associated with the effect of winds on the surface do not cause erosions and overtopping. In this purpose, due to the different methodologies for the freeboard calculation, as introduced in the present study, it is evident the importance of an engineering judgment in the definition of the criteria that best fits the problem in question, being presented the most commonly used criteria in this subject that could support the decisions of specialists.

PALAVRAS CHAVES: *Borda-livre, reservatórios, segurança hidrológica*

INTRODUÇÃO

Assim como toda obra de engenharia, as barragens também possuem normas e boas práticas que norteiam o seu dimensionamento. Neste sentido, existem normas nacionais e internacionais que indicam diferentes critérios no quesito de segurança hidrológica e hidráulica dessas estruturas. No que tange os critérios de segurança hidrológica, incluem-se a cheia de projeto, o tempo de retorno, a borda livre mínima, entre outros aspectos.

No âmbito nacional, a Associação Brasileira de Normas Técnicas especifica, por meio da NBR 13.028 (ABNT, 2017), os requisitos mínimos para elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos de beneficiamento, contenção de sedimentos e reservação de água, em mineração, visando atender às condições de segurança, operacionalidade, economicidade e desativação, minimizando os impactos ao meio ambiente.

De acordo com as diretrizes indicadas pela NBR 13.028 (ABNT, 2017), as dimensões dos sistemas extravasores devem ser definidas a partir do estudo das vazões máximas, que consiste em calcular a vazão de cheia para determinado período de retorno (TR), a ser utilizada no dimensionamento destes, garantindo a segurança das estruturas decorrente de eventos extremos de cheia. O período de retorno deve ser definido a partir das consequências de falha estrutural e obedecendo à fase da barragem (fase operacional ou de fechamento). Ressalta-se que no que tange ao cálculo para borda livre do reservatório, a norma NBR 13.028 não especifica a metodologia a ser adotada, ficando a critério da empresa projetista.

Existem além das normas, referências nacionais como PINHEIRO (2011), que recomenda mesmo para etapas operacionais, a adoção de uma cheia com tempo de retorno de 10.000 anos, com borda livre remanescente de 1,0 m durante a passagem da cheia. Esse critério para a cheia de projeto é fixado em função das dimensões da barragem e do nível de risco a jusante, em caso de acidente com ruptura do maciço, conforme critérios definidos pelo USBR (1977) e recomendados para a aplicação no caso de barragens de mineração.

Outra referência quanto aos parâmetros de borda livre é manual de Eletrobrás; CBDB (2003), que traz os critérios de projeto civil de usinas hidrelétricas. Nesta referência são elencados os parâmetros mínimos para cada tipo de barragem, conforme Tabela 1.

Tabela 1. – Borda livre indicada para cada tipo de barragem (Eletrobrás, 2003)

Tipo de Barragem	Borda Livre – NA Normal (m)	Borda Livre mínima (m)
Terra e enrocamento	Mínima de 3,0 m	1,0 m acima do NA Máx. Maximorum
Concreto	Mínima de 1,5 m	0,5 m acima do NA Máx. Maximorum

No âmbito internacional, o Comitê Australiano ANCOLD (2012), preconiza que a cheia de projeto assim como do cálculo da borda livre necessária deve ser determinada em relação a categoria de consequência de falha da barragem. O dimensionamento do extravasor deve ser baseado nos volumes necessários para laminar a cheia extrema, assim como conter a onda eólica acima do Nível Máximo Maximorum, de modo a evitar o galgamento da estrutura, conforme especificado na Tabela 2.

A Borda Livre Operacional é a distância vertical entre o nível máximo operacional do reservatório (soleira do extravasor) e a crista da barragem. Este valor representa a capacidade da barragem para laminar um evento de cheia extremo considerando a combinação da capacidade de armazenamento, a capacidade de descarga do extravasor e a altura para conter ondas provenientes do vento (Borda Livre Remanescente), com o intuito de evitar o galgamento da barragem, conforme ilustrado na Figura 1. O ANCOLD (2012) descreve a Borda Livre eólica, nomeada no presente estudo como Borda Livre Remanescente, como a altura disponível para absorver as ondas provocadas pelos ventos a partir do Nível de Água Máximo Maximorum, proveniente da cheia de projeto.

Tabela 2. – Critérios para dimensionamento considerando a consequência de falha **(**ANCOLD, 2012)

Categoria de Consequência de Falha	Critério para dimensionamento do extravasor	Borda livre necessária para onda eólica
Baixa	1:100	Onda eólica para Probabilidade Anual de Excedência (AEP) do vento de 1:10
Significante	1:1.000	Onda eólica para Probabilidade Anual de Excedência (AEP) do vento de 1:10
Alta	1:100.000	Onda eólica para Probabilidade Anual de Excedência (AEP) do vento de 1:10
	PMP (Precipitação Máxima Provável)	N/A
Extrema	PMP (Precipitação Máxima Provável)	Determinado a partir do risco

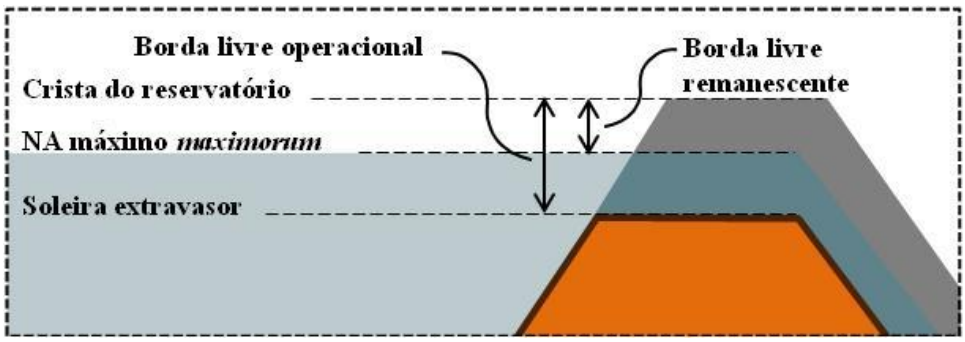


Figura 1.- Croqui esquemático da borda livre

Neste contexto das diversas abordagens acerca dos critérios para dimensionamento de borda livre de barragens, o objetivo deste trabalho é apresentar as diferentes metodologias de cálculo de borda livre resultante da ação dos ventos e comparar os resultados obtidos na aplicação de uma barragem hipotética. Entende-se que o critério de borda livre é um importante fator na segurança do reservatório, uma vez que garante uma altura mínima para absorver as possíveis ondas eólicas, evitando possíveis erosões que poderiam evoluir para um processo de ruptura, além de absorver possíveis imprecisões da modelagem da vazão de projeto. Por outro lado, é importante também a atenção ao superdimensionamento das estruturas, quando não necessário, ocasionando um dispêndio alto de investimento na construção e/ou adequação da barragem. Frente a esta questão, é justificável que as metodologias sejam estudadas e aplicadas adequadamente para cada projeto específico.

ARCABOUÇO METODOLÓGICO

De acordo com o USBR (2012), os reservatórios com significativa extensão de superfície líquida estão sujeitos ao acúmulo de ondas eólicas que são passíveis de danificar a crista dos barramentos, facilitando a ocorrência de falha, mesmo antes de estar sujeito ao galgamento proveniente de eventos extremos de cheia. No intuito de absorver o efeito nocivo das ondas provocadas pelo vento, são adotados critérios de borda livre mínimos.

Conforme Pereira (2015), o dimensionamento racional da borda livre requer a consideração da altura e da ação das ondas. A altura das ondas no reservatório depende de diversos fatores, como: a velocidade e da duração do vento, do *fetch*, da profundidade da água e da largura do reservatório.

Dessa forma, no cálculo da borda livre tem sido aplicada a verificação da amplitude da onda passível de ser formada na superfície da água no reservatório associada a ação dos ventos. A metodologia para cálculo é proposta por diversos autores, tais como: Saville *et. al* (1962), Pinheiro (2011) e USBR (2012), conforme é apresentado a seguir.

i. Cálculo da Borda Livre Eólica – Referência Pinheiro (2011)

Na metodologia proposta por Pinheiro (2011), a determinação da borda livre eólica é calculada a partir do *fetch* e da amplitude da onda eólica, conforme descrito a seguir. O *fetch* é calculado a partir da ponderação da Equação 1:

$$F = \frac{\sum d.\cos\theta}{\sum \cos\theta} \quad [1]$$

Sendo: "F" o fetch ou extensão da superfície líquida sobre a qual atua o vento (km); "d" as distâncias medidas das margens do lago em relação ao maciço (km); "θ" o ângulo das projeções das distâncias em relação a perpendicular do maciço.

Nessa metodologia o diagrama típico para o cálculo do *fetch* adota como referência 5 linhas radiais para cada lado do eixo central, com intervalo angular entre as projeções das distâncias de 10°, sendo o último de 5°, limitado em 45° (SENTÜRK, 1994). Ressalta-se que o diagrama de cálculo do *fetch*, apresentado por Senturk (1994) e referenciado por Pinheiro (2011), seguem o método desenvolvido por Saville (1962), na definição da amplitude angular em relação ao eixo central em até 45°, apenas as distâncias angulares entre as projeções das distâncias diferem, sendo apresentado por Saville (1962) ângulos intermediários de 3°.

O cálculo da amplitude da onda eólica decorre de uma adaptação da metodologia desenvolvida por Saville *et. al*. (1962), proposta por Naghettini (1999), conforme Equação 2.

$$h_0 = 0{,}005 * V_v^{1{,}06} * F^{0{,}47} \quad [2]$$

Sendo: "h_o" é a amplitude da onda eólica em metros; "V_v" é a velocidade do vento 7,60 m acima do N.A. do reservatório em km/h; e "F" é o *fetch* ou extensão da superfície líquida sobre a qual atua o vento (km).

É recomendado que os valores de velocidade sejam corrigidos conforme Tabela 3, em função do *fetch* calculado para o reservatório.

Tabela 3. – Fatores de correção da velocidade na superfície do reservatório

***Fetch* (km/h)**	0,805	1,609	3,219	6,437	9,656	12,874
V_v / V_s	1,08	1,13	1,21	1,28	1,31	1,31

Sendo: V_s – Velocidade do vento ao nível do solo (dados normalmente disponíveis) em km/h; e V_v – Velocidade do vento 7,60 m acima do N.A. do reservatório em km/h.

Segundo Pinheiro (2011), na ausência de estudos estatísticos para a determinação da frequência e velocidade dos ventos, recomenda-se a adoção de valores no intervalo entre 50 km/h e 100 km/h, tendo sido prática a adoção da velocidade de 80 km/h.

Ainda de acordo com Pinheiro (2011), para as barragens de terra ou enrocamento, o valor da borda livre (B.L.) a ser adotado deve seguir a Equação 3.

$$B.L = 1{,}4 * h_0 \quad [3]$$

Por razões de segurança, Pinheiro (2011) recomenda que a borda livre mínima a ser adotada nas barragens de mineração é de 1,00 m, conforme recomendado também pelo USBR (1977)

ii. Cálculo da Borda Livre Eólica – Referência USBR (2012)

A sequência metodológica para a determinação da borda livre eólica necessária para barragens, proposta no USBR (2012), é descrita a seguir.

Cálculo do Fetch:

O *fetch* é calculado a partir da soma dos comprimentos das linhas radiais dividido pelo número de linhas (9 linhas), sendo recomendado ângulo máximo de 3° entre as linhas radiais, conforme demonstrado na Equação 4.

$$F = \frac{\sum_{n=1}^{9} \text{Comprimento das linhas radiais}}{9} \quad [4]$$

A metodologia recomenda que diferentes direções do raio central no sentido do barramento sejam testadas, incluindo a direção em que o raio central é normal ao eixo do barramento e também o direcionamento que resulte no maior comprimento das linhas radias.

Velocidade dos Ventos:

É recomendado, estudos específicos de probabilidade da ocorrência de ventos extremos que são passíveis de ocorrer no mesmo instante da ocorrência de precipitações máximas, que resultem na máxima sobrelevação do reservatório na passagem da cheia de projeto.

As probabilidades de excedência de uma determinada velocidade do vento deve ser transportado para o reservatório, desde que a base de dados seja obtida por meio de estações de monitoramento localizadas em regiões próximas. Para corrigir os valores do vento aplica-se a razão ilustrada na Figura 2, de acordo com USBR (2012).

Entretanto, na indisponibilidade de dados de monitoramento de ventos na região de interesse, o USBR (1987), recomenda a aplicação das velocidades de 100 mi/h (160 km/h), para a avaliação do borda livre normal, que seria aquela calculada a partir do Nível de Água Máximo Normal do reservatório, e 50 mi/h (80 km/h) no cálculo da borda livre a ser mantida acima do Nível de Água Máximo Maximorum associado a eventos de cheia extrema.

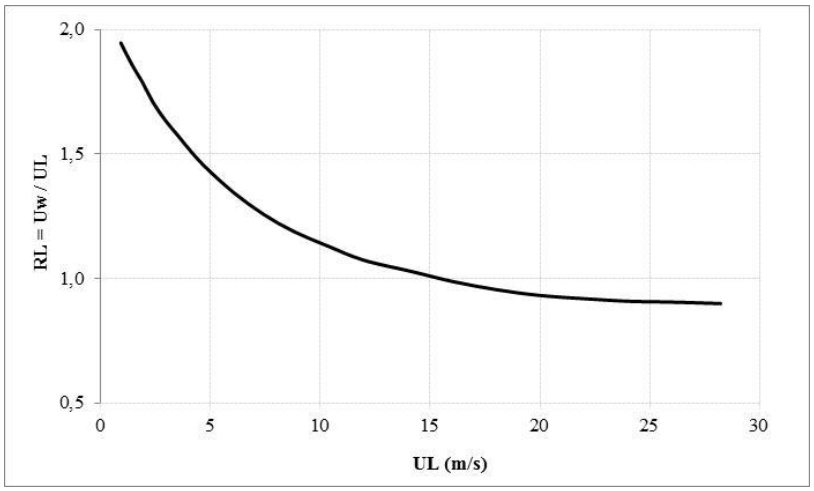


Figura 2. – Razão entre a velocidade medida e a velocidade sobre o reservatório

Sendo, UL a velocidade do vento sobre o solo, UW a velocidade do vento sobre o reservatório e RL a razão entre as velocidades.

Altura da Onda Eólica:

A formação de ondas provenientes da ação dos ventos não ocorre de forma uniforme, consistindo em distribuições de ondas com várias alturas. A altura da onda eólica (H_s) é definida como a média de um terço (33,3%) das maiores ondas obtidas a partir de estudo específico realizado nos reservatórios dos Lagos Texoma e Fort Peck, (Saville, 1962), sendo função do *fetch* calculado e da velocidade média do vento sobre a água, conforme a Equação 5.

$$H_S = 0{,}0245 * F^{\frac{1}{2}} * V\,(1{,}1 + 0{,}0156 * V)^{\frac{1}{2}} \quad [5]$$

Sendo, "H_s" é a amplitude da onda eólica em metros; "V" a velocidade do vento sobre o reservatório.

Comprimento e período da Onda:

As Equações 6 e 7 representam o cálculo do período da onda (T) e o comprimento da onda (L), respectivamente.

$$T = 0{,}464 * F^{\frac{1}{3}} * V^{\frac{1}{3}} * (1{,}1 + 0{,}0156 * V)^{\frac{1}{6}} \quad [6]$$

$$L = 5{,}12\,T^2 \quad [7]$$

Wave Runup:

A partir cálculo do período da onda, da altura da onda eólica e da determinação da inclinação do talude de montante, o coeficiente *Wave Runup* (R) pode ser determinado, a partir das Equações 8 e 9.

$$\varepsilon_p = 2{,}26 * T\,\frac{(\tan\alpha)}{{H_s}^{1/2}} \quad [8]$$

$$R = H_S\,(A\,\varepsilon_p + C)\gamma_r\,\gamma_b\,\gamma_h\,\gamma_\beta \quad [9]$$

Sendo, "ε_p" é o fator de similaridade da superfície; "α" é a inclinação do talude de montante; "A, C" são os coeficientes em função de ξp (Tabela 4); "Υ_r Υ_b Υ_h Υ_β" são os fatores de redução descritos a seguir.

Os fatores de redução estão relacionados as características do talude de montante do maciço em análise, sendo o Υ_r função da rugosidade, indicado valores de referência de 0,55 para taludes revestidos com riprap e 1,00 para taludes lisos/uniformes. Υ_b é um fator de redução relacionado a influência de berma, Υ_h está relacionado a influência de condições de águas rasas e Υ_β está relacionado a direção do *fetch* em relação ao eixo do maciço, sendo recomendado na maioria dos casos de análise de borda livre a adoção de valor igual a 1 para ambos os fatores, USBR (2012).

Tabela 4. – Parâmetros "A" e "C" no cálculo do *Wave Runup* – Referência USBR (2012)

Limite ξp	A	C
ξp ≤ 2,5	1,6	0
2,5 < ξp < 9	-0,2	4,5

Wind Setup:

O parâmetro de *Wind Setup* (S) é calculado a partir da Equação 10.

$$S = \frac{V*F}{1400*d} \quad [10]$$

Sendo “d” a profundidade média do reservatório.

Nesse sentido, a borda livre eólica é dada pela Equação 11.

B.L. : *Wave Runup* + *Wind Setup* = R + S

Por fim, a altura necessária para garantir a borda livre eólica corresponde a maior das duas alturas: *(i)* altura de 3 pés (~0,91 m) e *(ii)* a soma da parcela do *Wave Runup* e do *Wind Setup*.

DESCRIÇÃO DO ESTUDO DE CASO

Este artigo visa trabalhar de maneira paramétrica cada uma das variáveis abordadas nas distintas metodologias ora mencionadas, com o intuito de ilustrar a variação das bordas livres calculadas e, consequentemente, a implicação na determinação da elevação de projeto da crista das barragens. Sendo assim, para a aplicação das diferentes metodologias supracitadas foram propostas duas configurações de reservatório:

(a) reservatório irregular, formados por vários afluentes do tipo barragem de fechamento de vale convencional;

(b) reservatório com formato alongado e retangular do tipo “*pond”*, com barramento formado por 4 paredes.

Ambas as configurações adotadas no presente trabalho representam geometrias hipotéticas de reservatório, representadas esquematicamente na Figura 3.

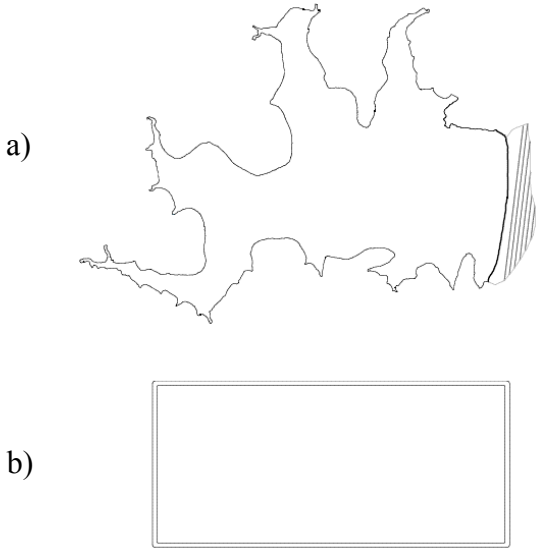


Figura 3.- Croqui esquemático dos tipos de reservatórios analisados: a) reservatórios irregulares/convencionais; b) reservatórios retangulares

Como forma de parametrização para a análise comparativa, foi considerado que ambos os reservatórios possuem características semelhantes, como: área de espelho de água, inclinação do talude de montante, altura da superfície líquida do reservatório em contato com o maciço, revestimento do talude de montante e comprimento do eixo central perpendicular ao maciço, alternando apenas a geometria do reservatório.

Foi adotada a velocidade do vento recomendada por Pinheiro (2011), correspondente a 80 km/h, valor este similar ao recomendado pelo USBR (1987) na análise de borda livre acima do Nível de Água Máximo Maximorum (50 mi/h). Adicionalmente, foi aplicada a velocidade de 160

km/h (100 mi/h) recomendada no cálculo da borda livre mínima acima do Nível de Água Máximo Normal, conforme USBR (1987).

RESULTADOS

A seguir são apresentados os resultados obtidos na análise da borda livre eólica para os diferentes tipos de reservatório e aplicando as diferentes metodologias descritas anteriormente.

i. Cálculo da Borda Livre Eólica – Referência Pinheiro (2011)

A Figura 4 representa o diagrama do cálculo do *fetch*, que adota como referência 5 linhas radiais para cada lado do eixo central, com intervalo angular entre as projeções das distâncias de 10°, sendo o último de 5°, limitado em 45°. Na sequência, a Tabela 5 apresenta a aplicação das Equações 3, 4 e 5 para determinação da borda livre mínima remanescente para os reservatórios com geometria hipotética e formatos retangular e irregular.

Figura 4.- Diagrama do *cálculo* de *fetch* para reservatórios regulares e irregulares.

Tabela 5. – Cálculo da borda livre mínima remanescente requerida para reservatórios com geometria hipotética retangular e irregular – aplicação da metodologia de Pinheiro (2011)

Reservatório Regular					***Reservatório Irregular***			
Ângulo θ (graus)	***cos θ (rad)***	***Comprimento - di (km)***	***di x cos θ***		***Ângulo θ (graus)***	***cos θ (rad)***	***Comprimento - di (km)***	***di x cos θ***
45	0,707	0,458	0,324		45	0,707	0,375	0,265
40	0,766	0,504	0,386		40	0,766	0,370	0,284
30	0,866	0,648	0,561		30	0,866	0,562	0,487
20	0,940	0,947	0,890		20	0,940	0,501	0,471
10	0,985	1,452	1,430		10	0,985	0,859	0,846
0	1,000	1,426	1,426		0	1,000	1,280	1,280
10	0,985	1,452	1,430		10	0,985	0,957	0,943
20	0,940	0,947	0,890		20	0,940	0,941	0,884
30	0,866	0,648	0,561		30	0,866	1,060	0,918
40	0,766	0,504	0,386		40	0,766	0,702	0,538
45	0,707	0,458	0,324		45	0,707	0,716	0,507
∑=	**9,527**	∑=	**8,606**		∑=	**9,527**	∑=	**7,422**
***Fetch* Efetivo (km)**		**0,903**			***Fetch* Efetivo (km)**		**0,779**	
Velocidade do vento de 80 km/h								
Amplitude da Onda Eólica – h_0 (m)		**0,50**			**Amplitude da Onda Eólica – h_0 (m)**		**0,46**	
Borda Livre Remanescente (m)		**0,69**			**Borda Livre Remanescente (m)**		**0,65**	
Velocidade do vento de 160 km/h								
Amplitude da Onda Eólica – h_0 (m)		**1,03**			**Amplitude da Onda Eólica – h_0 (m)**		**0,96**	
Borda Livre Remanescente (m)		**1,45**			**Borda Livre Remanescente (m)**		**1,35**	

ii. Cálculo da Borda Livre Eólica – Referência USBR (2012)

A Figura 5 apresenta o diagrama do cálculo do *fetch* obtido por meio da aplicação de 9 linhas radiais e intervalo angular entre as projeções das distâncias de 3°, sendo limitado em 12° em relação ao eixo central.

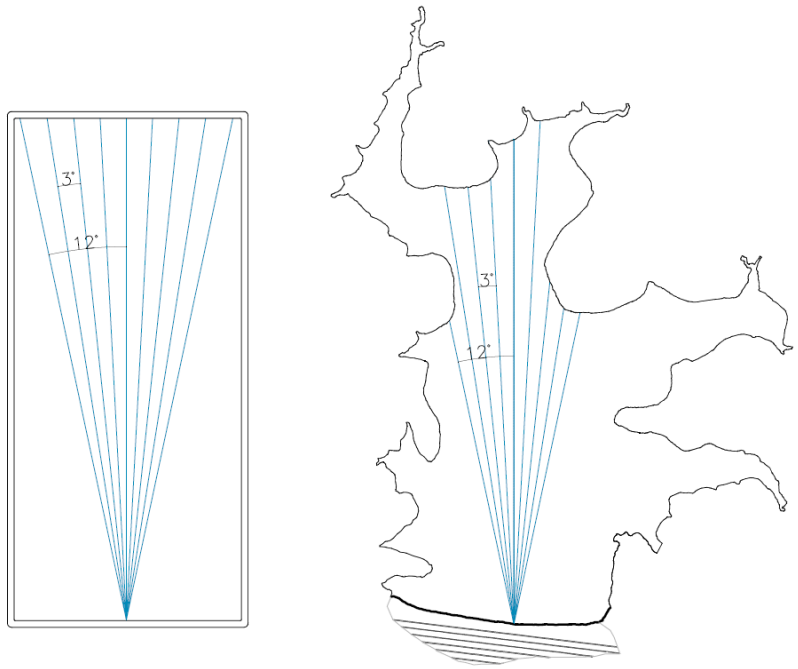


Figura 5.- Diagrama do cálculo de *fetch* para reservatórios regulares~~/alongados~~ e irregulares~~.~~

Para a aplicação da metodologia proposta pelo USBR (2012) adotou-se como dados de entrada a profundidade média dos reservatórios (d) igual a 2,00 m, inclinação do talude de montante (α) igual a 1,5 e os fatores de redução "ϒr ϒb ϒh ϒβ" iguais a 1, ou seja, sem revestimento no talude de montante e inexistência de berma. Os resultados obtidos são sintetizados na Tabela 6.

Destaca-se que na aplicação da metodologia proposta pelo USBR (2012) ao longo do desenvolvimento dos estudos de dimensionamento do reservatório, existem alternativas que auxiliam na redução da borda livre mínima remanescente, entre elas a implementação de revestimentos no talude de montante, como por exemplo, riprap e enrocamento e até na inclinação do talude, condições que alteram os fatores de redução aplicados, conforme descrito no item referente ao arcabouço metodológico.

Para os reservatórios hipotéticos descritos na Tabela 6, com a adoção de revestimento de riprap, que possui fator de redução ϒr=0,55, observa-se uma redução de aproximadamente 40%, nos valores de borda livre remanescentes obtidas para taludes lisos/uniformes. Já a alteração apenas da inclinação do talude (α) igual a 2,0, resulta na redução de aproximadamente 25% da borda livre, conforme apresentado na Tabela 7.

Tabela 6. – Cálculo da borda livre mínima remanescente requerida para reservatório com geometria hipotética retangular e irregular – aplicação da metodologia do USBR (2012)

Reservatório Regular				*Reservatório Irregular*		
N de raios (graus)	***Ângulo θ (graus)***	**Comprimento (m)**		***N de raios (graus)***	***Ângulo θ (graus)***	**Comprimento (m)**
1	12	1.459		1	12	884
2	9	1.445		2	9	1.262
3	6	1.435		3	6	1.251
4	3	1.429		4	3	1.271
5	**0**	**1.426**		5	**0**	**1.379**
6	3	1.427		6	3	1.435
7	6	1.434		7	6	979
8	9	1.444		8	9	910
9	12	1.458		9	12	907
∑=		12.956		∑=		10.280
Fetch Efetivo (km)		**1,44**		**Fetch Efetivo (km)**		**1,14**
Velocidade do vento de 80 km/h						
Altura da Onda – Hs (m)		0,48		**Altura da Onda – Hs (m)**		0,43
Período da Onda – T (s)		1,83		**Período da Onda – T (s)**		1,69
ξp		2,19		**ξp**		2,15
Coeficiente A		1,6		**Coeficiente A**		1,6
Coeficiente C		0		**Coeficiente C**		0
***Wave Run Up* – R (m)**		1,68		***Wave Run Up* – R (m)**		1,47
***Wind Setup* – S (m)**		0,07		***Wind Setup* – S (m)**		0,06
Borda Livre Remanescente (m)		**1,76**		**Borda Livre Remanescente (m)**		**1,53**
Velocidade do vento de 160 km/h						
Altura da Onda – Hs (m)		1,14		**Altura da Onda – Hs (m)**		1,02
Período da Onda – T (s)		2,44		**Período da Onda – T (s)**		2,26
ξp		1,90		**ξp**		1,86
Coeficiente A		1,6		**Coeficiente A**		1,6
Coeficiente C		0		**Coeficiente C**		0
***Wave Run Up* – R (m)**		3,47		***Wave Run Up* – R (m)**		3,03
***Wind Setup* – S (m)**		0,29		***Wind Setup* – S (m)**		0,23
Borda Livre Remanescente (m)		**3,76**		**Borda Livre Remanescente (m)**		**3,26**

Tabela 7. – Comparativo entre os valores de borda livre obtidos segundo a metodologia do USBR (2012) para diferentes características de maciço.

Velocidade do Vento (km/h)	Parâmetros	Borda Livre Remanescente (m)	
		Regular	Irregular
80	ϒr = 1,00 e α = 1,5	**1,76**	**1,53**
	ϒr = 0,55	1,00	0,91
	α = 2,00	**1,34**	**1,16**
160	ϒr = 1,00 e α = 1,5	**3,76**	**3,26**
	ϒr = 0,55	2,20	1,90
	α = 2,00	2,89	2,50

DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Considerando um caso hipotético dos reservatórios possuírem soleira do extravasor na El. 100,00 m e sobrelevação máxima do nível de água de 1,0 m em relação à soleira na passagem da cheia de projeto, apresenta-se na Tabela 8 a cota mínima requerida para a crista do maciço para as diferentes condições estudadas.

Tabela 8. – Avaliação hipotética da cota mínima requerida do maciço hipotético para as diferentes metodologias abordadas

Reservatório	N.A. (m)	Vel. (km/h)	Pinheiro (2011)		USBR (2012)	
			Borda Livre Remanescente Requerida (m)	Cota Mínima Requerida do Maciço (m)	Borda Livre Remanescente Requerida (m)	Cota Mínima Requerida do Maciço (m)
Regular	101,00 (Max. Mxm)	80,00	0,69	101,69	1,76	102,76
Irregular			0,65	101,65	1,53	102,53
Regular	100,00 (Max. Nrm)	160,00	1,45	101,45	3,76	103,76
Irregular			1,35	101,35	3,26	103,26

As metodologias de cálculo possuem diferenças quanto aos níveis de detalhamento nos dados de entrada, principalmente quanto aos ângulos das projeções para cálculo do *fetch* e a amplitude máxima dos mesmos no reservatório. Adicionalmente, a metodologia do USBR (2012) acrescenta em sua metodologia o impacto do revestimento e inclinação do talude de montante e profundidade do reservatório na determinação da borda livre. Observa-se que estas variáveis impactam diretamente nos valores de amplitude eólica calculados.

Para as duas metodologias explicitadas, observa-se uma discrepância quanto aos valores finais de borda livre. As bordas livres dos reservatórios calculadas pela metodologia do USBR (2012), atingem valores superiores ao dobro dos valores propostos pela metodologia de Pinheiro (2011). Este fato é consequência de uma série de premissas diferenciadas entre estes dois métodos de cálculo. Uma das diferentes variáveis é quanto ao ângulo entre as linhas do diagrama típico do *fetch*. Na metodologia apresentada por Pinheiro (2011), para o cálculo do diagrama típico considera-se o intervalo angular máximo 45° para cada lado do eixo central. Já na metodologia do USBR (2012), considera-se o intervalo angular máximo de 12°. Conforme é ilustrado nas Figuras 4 e 5, respectivamente, os comprimentos da Figura 4 tendem a serem menores, uma vez que os ângulos são mais abertos. Esta premissa, por si só, condiciona a valores menores de *fecth*, conforme explicitado nas Tabelas 5 e 6.

Destaca-se que no desenvolvimento dos estudos de dimensionamento de reservatórios existem alternativas que auxiliam na redução da borda livre mínima remanescente, entre elas a consideração de revestimentos nos taludes de montante, como por exemplo, riprap e/ou

enrocamento e até na inclinação do talude de montante. Adicionalmente especificamente para barragens de rejeito o cálculo do *fetch* deve ser aplicado apenas sobre a superfície liquida formada no interior do reservatório, desconsiderando a região ocupada por rejeito.

Vale destacar também a importância do parâmetro de velocidade do vento nos cálculos, que pode ser tratado a partir de uma análise probabilística dos dados monitorados na região do estudo. Contudo, em muitos casos, esses dados não são monitorados e/ou disponibilizados para consulta pública, sendo recomendado pelos autores a adoção de valores de referência. Observa-se, entretanto, que este é um parâmetro extremamente sensível para a determinação da amplitude eólica e, consequente, da borda livre em reservatórios.

CONCLUSÃO

De acordo com as metodologias explicitadas neste trabalho, ressalta-se a importância do monitoramento *in loco* da variável "vento" evitando o uso de valores genéricos estipulados pelos manuais e/ou referências, uma vez que este é um fator que impacta diretamente nos resultados, podendo resultar em bordas livres, como o exemplo hipotético calculado, de até 3,76 metros.

Contudo, frente as incertezas associadas à definição das cheias de projeto, seja por questões relacionadas ao uso e ocupação do solo ou pelo aumento, cada dia mais evidente, das intensidades de chuva, é de suma importância a definição adequada da borda livre em reservatórios, visando absorver essas incertezas.

Conforme apresentado, as normas nacionais e internacionais, entre elas, a NBR 13.028 e ANCOLD, indicam diferentes critérios no quesito de segurança hidrológica, entre eles a adoção de Borda Livre. Entretanto, essas referências não especificam qual metodologia deve ser aplicada. Dessa forma, em virtude das discrepâncias entre as metodologias para o cálculo da borda livre, conforme demostrado no presente estudo é evidente a importância de um apurado julgamento de engenharia do especialista na definição dos critérios que melhor se enquadrem no problema em questão.

Destaca-se que tem sido prática de muitas empresas de consultoria e projetos no Brasil a utilização da metodologia apresentada por Pinheiro (2011) por se tratar de uma referência desenvolvida especificamente para elaboração de estudos hidrológicos e dimensionamentos hidráulicos em obras de mineração, foco do presente artigo.

REFERENCIAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2017) Requisitos Mínimos para Elaboração e Apresentação de Projeto de Barragens para Disposição de Rejeitos, Contenção de Sedimentos e Reservação de Água, em Mineração, Visando Atender às Condições de Segurança, Operacionalidade, Economicidade e Desativação, Minimizando os Impactos ao Meio Ambiente. ABNT NBR 13028, 3ª edição.

ANCOLD – Australian National Commitee on Large Dams Incorporated. (2012) Guidelines on Tailings Dams. Planning, Construction, Operation and Closure.

ELETROBRÁS - Centrais Elétricas Brasileiras S.A.; **CBDB** – Comitê Brasileiro de Barragens (2003). Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas.

PEREIRA, G. M. (2015). Projeto de Usinas Hidrelétricas Passo a Passo. São Paulo: Oficina de Textos.

PINHEIRO, M.C. (2011) Diretrizes para Elaboração de Estudos Hidrológicos e Dimensionamentos Hidráulicos em Obras de Mineração. 1ª Edição, 171p.

SAVILLE, T.; McCLENDON, E. W.; COCHRAN, A. L. (1962) Freeboard Allowancess for Waters in Inland Reservoirs, ASCE Journal of Waterways and Harbours Division.

SENTÜRK, F. (1994) Hydraulics of Dams and Reservoir. Water Resources Publications. Colorado, USA Highlands Ranch, 788 pp.

USBR – U.S. Bureau of Reclamation. (1977) Design of Small Dams, A Water Resources Technical Publication.

USBR – United States Department of the Interior. (2012) Bureau of Reclamation. Design Standards Nº. 13 – Embankment Dams. Chapter 6: Freeboard. Phase 4 (Final).

IAHR AIIH
XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

UTILIZACIÓN DE ALGUNOS AFOROS DE GASTO EN CUENCAS NO AFORADAS

Claudia Rojas Serna[1], Claude Michel[2], Charles Perrin[2], y Vazken Andréassian[2]
[1]Universidad Autónoma Metropolitana-Iztapalapa, Departamento de Ingeniería de Procesos e Hidráulica
Av. San Rafael Atlixco No. 186, Col. Vicentina, C.P. 09340
Ciudad de México, México.
[2]Irstea, Hydrosystems and Bioprocesses Research Unit (HBAN)
Antony, France.
crojas@xanum.uam.mx; charles.perrin@irstea.fr; vazken.andreassian@irstea.fr

RESUMEN:

En este trabajo desarrollamos y utilizamos sobre más de 1100 cuencas distribuidas en cuatro continentes, un método en donde el juego de parámetros de un modelo conceptual diario lluvia-gasto se encuentra en un conjunto discreto de juegos de parámetros obtenidos previamente sobre cuencas aforadas. El método propuesto utiliza un conjunto de "cuencas-tipo" basado en las distribuciones "a priori" de los valores de los parámetros del modelo. Es importante resaltar que el método denominado "cuencas-tipo" utiliza sólo algunas medidas puntuales de gasto para obtener los parámetros del modelo lluvia-gasto utilizado. El método desarrollado se aplica variando las medidas puntuales de gasto, utilizando 5, 10, 20 y 50 medidas hidrométricas para obtener los parámetros del modelo que simula los gastos diarios en cada una de las cuencas que son tratadas como no aforadas. Los resultados son alentadores ya que en promedio, con sólo 10 aforos disponibles se obtienen simulaciones que están dentro de un rango de aceptabilidad definido utilizando un típico criterio de validación.

RESUME:

Dans ce travail nous avons développé et utilisé sur plus de 1100 bassin versants distribués sur quatre continents, une méthode où le jeu de paramètres d'un modèle conceptuel journalier pluie-débit est à trouver dans un ensemble discret des jeux de paramètres obtenus préalablement sur des bassins jaugés. La méthode proposée utilise un ensemble de « bassins-type » basé dans les distributions « a priori » des valeurs des paramètres du modèle. La méthode développé s'applique en faisant varier les mesures ponctuelles de débit, en utilisant 5, 10 20 et 50 mesures hydrométriques pour obtenir les paramètres du modèle qui simule les débits journalier sur chaque un des bassins versants qui ont été traités comme des bassins no jaugés. Les résultats sont encourageants car en moyenne, avec seulement 10 mesures de débit disponibles, on obtient des simulations qui sont dans une fourchette d'acceptabilité définie un utilisant un critère traditionnelle de validation.

PALABRAS CLAVES: modelo lluvia-gasto; parámetros; cuencas no aforadas

INTRODUCCIÓN

En la aplicación de un modelo lluvia-escurrimiento en una cuenca no aforada es necesario relacionar los parámetros de dicho modelo a los descriptores de la cuenca. Existen en general dos estrategias para relacionar éstos descriptores o características de la cuenca a los parámetros del modelo: a) la utilización de regresiones simples o múltiples entre los valores de los parámetros y los descriptores de la cuenca y b) la utilización de similitud entre cuencas para identificar un grupo de cuencas de las que se pueden explotar los parámetros calibrados. Dichas estrategias pueden ser utilizadas de manera complementaria, o bien separadamente. La primera estrategia se ha aplicado en otros trabajos por los autores del presente documento, así como otros autores interesados en el tema. Aquí nos interesamos en la segunda estrategia citada, la utilización de la similitud.

El objetivo de este trabajo es aplicar un modelo lluvia-gasto en cuencas no aforadas, utilizando la similitud entre cuencas y medidas puntuales de gasto.

El artículo está organizado en cuatro secciones: a) se mencionan las cuencas utilizadas en este trabajo; b) se presenta el modelo utilizado GR4J; c) se describe el método desarrollado para obtener los parámetros del modelo y aplicarlo a cuencas no aforadas; d) se analizan y se discuten los resultados obtenidos en términos de la eficiencia del modelo y de los valores de sus parámetros, finalmente se mencionan las conclusiones y perspectivas de este trabajo.

OBJETIVO

El objetivo principal es identificar los parámetros de un modelo diario lluvia-escurrimiento global, GR4J, en una cuenca no aforada, y buscar una estrategia para calibrar sus parámetros usando algunas mediciones de gasto.

METODOLOGÍA

CUENCAS DE ESTUDIO

La metodología propuesta en este trabajo para aplicar un modelo lluvia-gasto en cuencas no aforadas se aplicó y analizó sobre una gran muestra de cuencas que está formada por datos de 1111 cuencas que son consideradas como no aforadas y que presentan características físicas y climáticas muy diversas. Estas cuencas están situadas en los seis países siguientes y están repartidas como sigue: 10 cuencas en Costa de Marfil, 4 cuencas en Brasil, 500 cuencas en Estados Unidos de América, 260 cuencas en México, 305 cuencas en Francia y 32 cuencas en Australia.

Para cada una de las cuencas, cuatro tipos de datos tradicionales utilizados en modelización lluvia-escurrimiento fueron recabados. En lo que concierne a los datos físicos, solamente disponemos del área de aportación de la cuenca; en lo relativo a las características físicas, se dispone de las series diarias de lluvia y de la evapotranspiración potencial y en lo concerniente a la hidrometría, disponemos para cada cuenca, las series de datos diarios de gasto.

A continuación presentamos las cuencas por orden decreciente del número de cuencas por país.

Cuencas situadas en Estados Unidos de América

Los datos de las 500 cuencas situadas en Estados Unidos de América tienen como origen dos fuentes diferentes: 36 cuencas provienen de la base de datos de la Agricultural Research Service (ARS) (Thurman and Roberts, 1995) y los datos de 464 cuencas fueron proporcionados por el Model Parameter Estimation Experiment (MOPEX) (Cong et al., 2004).

Las cuencas son variadas gracias a la diversidad de climas del territorio estadounidense. El clima es tropical en Florida y en Hawai, mediterráneo al sur de California, continental húmedo en

los Estados del Noreste. Las grandes planicies en el oeste del río Mississipi presentan un clima semiárido, mientras que la Gran Cuenca del Suroeste es árida. En el Noroeste las bajas temperaturas invernales son a veces atenuadas, en enero y febrero, por los vientos calientes que soplan desde las pendientes orientales de las Montañas Rocallosas.

Las lluvias son intensas en la región noroeste, próxima al Océano Pacífico y son pequeñas en las zonas del sudeste.

Cuencas situadas en Francia

Disponemos de 305 cuencas francesas que han sido utilizadas por Perrin (2000) en un estudio de comparación de modelos lluvia-gasto. Las cuencas están repartidas en las seis Agencias de Agua francesas: 3 cuencas en Artois-Picardie, 56 en Seine-Normandie, 65 en Loire-Bretagne, 31 cuencas situadas en Rhin-Meuse, 61 cuencas en Adour-Garone y 91 cuencas en Rhône-Méditerranée-Corse.

Los datos de gasto provienen del banco de datos HYDRO del Ministerio del Medio Ambiente francés, los datos de lluvia y evapotranspiración potencial fueron proporcionados por Météo-France.

Francia es un país con clima temperado a dominante oceánico. Se pueden distinguir cuatro tipos de clima: oceánico típico, oceánico de transición, de montaña y mediterráneo. Las temperaturas y las precipitaciones son moderadas, se pueden presentar fenómenos climáticos extremos pero son demasiado raros. Los regímenes son muy variados, en montaña los cursos de agua son alimentados de las aguas primaverales y algunos tienen una alimentación glaciar. Los cursos de agua mediterráneos son más irregulares, con sequías muy pronunciadas y crecidas violentas generalmente en otoño. Los niveles altos de agua se presentan en invierno.

Cuencas situadas en México

Los datos de las 260 cuencas mexicanas fueron proporcionados por la Comisión Nacional del Agua (Conagua) mexicana. Los datos de hidrometría fueron obtenidos del Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales (BANDAS), creado por el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) para la Conagua. De las 2014 estaciones hidrométricas disponibles, extrajimos 260 estaciones, teniendo cuidado de no utilizar estaciones con presas o almacenamientos de agua aguas arriba o que no contaran con el mínimo necesario de pluviómetros. (Schaake et al., 2000).

Los datos pluviométricos provienen del banco de datos climatológicos ERIC de la Conagua que reagrupa los datos de los pluviómetros y las estaciones climatológicas repartidas en el territorio mexicano.

La evapotranspiración potencial fue calculada con la fórmula propuesta por Oudin (2004), que presenta un progreso en relación a la fórmula de Penman para la modelización hidrológica.

Cuencas situadas en Australia

Las 32 cuencas situadas en Australia provienen de la Australian Bureau of Meteorology. Los datos de precipitación son los promedios de la cuenca y la evapotranspiración potencial fue estimada con la fórmula de Morton (1983).

Australia tiene un clima caliente y seco, las temperaturas son elevadas y las precipitaciones son pequenãs. Una gran parte del territorio de Australia es árido, la zona tropical presenta una sequía durante la estación más caliente. El territorio australiano cuenta también con un parte donde el clima es temperado y otra parte es de tipo mediterráneo.

Cuencas situadas en Costa de Marfil

Las 10 cuencas situadas e Costa de Marfil también han sido utilizadas por Perrin (2000) y son el producto de un estudio llevado por el Institut de Recherche pour le Développement (IRD) en Abidjan.

La evapotranspiración potencial fue calculada con la fórmula de Penman (1948).

El clima en Costa de Marfil varía en función del Frente Intertropical, el sur es muy húmedo y el norte es más seco con estaciones menos marcadas.

Cuencas situadas en Brasil

Las 4 cuencas de Brasil provienen de la Universidad de Minas Gerais, Belo Horizonte. Estas cuencas fueron utilizadas en un estudio realizado por Melo y Nascimento (1999) y fueron utilizadas también por Perrin (2000).

Las precipitaciones anuales en la zona en estudio exceden 1300 mm, la evapotranspiración potencial media varía entre 60 mm en julio y agosto y 110 mm en diciembre y enero, la temperatura media varía entre 17 grados en período seco a 24 grados en estación húmeda.

MODELO CONCEPTUAL GR4J

El modelo diario de lluvia-gasto GR4J (Génie Rural à 4 paramètres Journalier) fue desarrollado en el Cemagref-Antony, Francia (Edijatno et al., 1999; Perrin, 2002), y es un modelo de cuatro parámetros para simular los gastos diarios en una cuenca. En sus dominios de aplicación se encuentra la modelización lluvia-gasto con pocos parámetros con vistas a su utilización en cuencas no aforadas.

El modelo GR4J es un modelo empírico ya que descompone la transformación de la lluvia en gasto en subprocesos que son tratados de manera global. Estos subprocesos toman la forma de reservas o captaciones que se llenan y se vacían en el curso del tiempo, permitiendo al sistema tener una memoria de las condiciones anteriores. El modelo es esquemáticamente constituido por captaciones interconectadas que aseguran la transformación de la lluvia en gasto, siguiendo la representación del sistema hidrológico modelado.

En la Figura 1 se muestra la estructura del modelo GR4J donde la representación del ciclo hidrológico parte de la precipitación; a partir de la cual se crea una precipitación neta al perder parte de la precipitación bruta por evapotranspiración. Una parte de la precipitación neta alimenta la reserva del suelo (captación del suelo) y el resto transita hacia el punto de salida de la cuenca. Cuando la precipitación bruta es interceptada en su totalidad por el medio ambiente, el agua contenida en el suelo empieza a evaporarse. La cantidad de agua que escurre hacia la salida de la cuenca es retardada en función de la respuesta de la cuenca a la lluvia (tiempo de base del hidrograma unitario) y es separada en dos componentes de escurrimiento : el escurrimiento semi-directo y el escurrimiento directo. El tiempo de base del hidrograma unitario permite simular el tiempo que transcurre entre el inicio de la lluvia y el establecimiento del escurrimiento directo. El escurrimiento directo representa el 90% de la lluvia eficaz y es retardado por el hidrograma unitario que simula el tiempo de pico (tiempo en que se produce el gasto máximo de la tormenta), circulando así por la captación del cauce del río hasta llegar a la salida de la cuenca. El 10% restante de la lluvia eficaz corresponde al escurrimiento semi-directo y el tiempo de base del hidrograma unitario es dos veces el tiempo de pico del escurrimiento directo, llegando directamente a la salida de la cuenca. El gasto en el punto de salida de la cuenca está alimentado por la infiltración. La infiltración superficial o profunda está definida por los intercambios de agua superficiales o subterráneos (coeficiente de intercambio).

En la estructura del modelo existen dos componentes fundamentales:

- La primera es el módulo de producción; responsable de la determinación del equilibrio del agua, es decir, la repartición de la lluvia bruta en lluvia neta que alimenta el gasto, considerando la cantidad evaporada y la cantidad almacenada de agua, así como una función de intercambio de agua que permite simular las pérdidas hacia el exterior y/o las aportaciones del exterior.
- La segunda, es el módulo de transferencia que permite asegurar la repartición temporal de la cantidad de agua que transita en el río.

En la Figura 1 se presentan los cuatro parámetros (X1, X2, X3 y X4) que utiliza el modelo GR4J modelar la transformación de la lluvia en gasto.

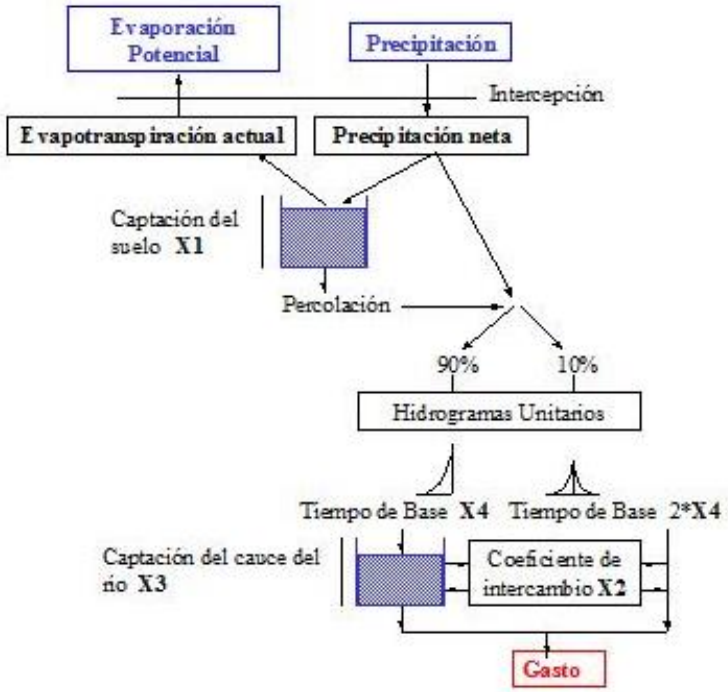


Figura 1.- Estructura del modelo diario de lluvia-gasto GR4J, (Perrin, 2000).

El modelo GR4J tiene cuatro parámetros para ser calibrados. Está compuesto por: un proceso de capacidad de retención del suelo (parámetro X1 en mm), una función de transferencia que combina el almacenamiento del cauce (parámetro X2 en mm) y un hidrograma unitario (parámetro X3 en días), y una función de ganancia-pérdida (parámetro X4 en mm). Para que la calibración sea más eficiente, ésta se lleva a cabo con valores transformados de estos parámetros, de modo que los parámetros transformados, denotados xi, pertenecen al intervalo [-10,10]. En la Tabla 1 se muestran la media y la desviación estándar de los parámetros transformados para una muestra de 1111 cuencas.

Como primera aproximación al uso del modelo GR4J en cuencas no aforadas, tratamos de explicar los parámetros transformados utilizando tres características de la cuenca: el área de captación (A, km^2), la evapotranspiración potencial diaria promedia (E, mm) y la probabilidad de precipitación diaria más grande que 0.1 mm (P). Las relaciones explicativas encontradas son:

$$x_1 = 6.3 + 0.001\log(\mathrm{A}) + 0.05\log(\mathrm{E}) + 0.11\log(\mathrm{P}) \quad [1]$$

$$x_2 = 5.3 - 0.1\log(\mathrm{A}) - 0.07\log(\mathrm{E}) + 0.5\log(\mathrm{P}) \quad [2]$$

$$x_1 = -8.7 + 0.4\log(\mathrm{A}) + 0.4\log(\mathrm{E}) + 0.5\log(\mathrm{P}) \quad [3]$$

$$x_1 = 1.2 - 0.07\log(\mathrm{A}) + 0.03\log(\mathrm{E}) + 1.3\mathrm{g}(\mathrm{P}) \quad [4]$$

MEDIDAS PUNTUALES DE GASTO

La idea del método propuesto en este trabajo, para obtener los parámetros de un modelo, es utilizar la información correspondiente a las medidas puntuales de gasto disponibles. Si denotamos como N al número de medidas puntuales de gasto, entonces se puede denotar con la letra i al día en el cual se dispone de una medida puntual de gasto, de esta manera, se puede escribir:

$$i = 1,2,3,\dots,N \qquad [5]$$

Entonces la calibración del modelo para cada una de las cuencas de la muestra -que han sido consideradas como no aforadas y para las cuales se dispone sólo de un cierto número N de medidas de gasto diario-; se realiza considerando y variando N.

MÉTODO DE "CUENCAS-TIPO"

Las distribuciones de las frecuencias acumuladas correspondientes a los juegos de parámetros obtenidos en la etapa de calibración del modelo GR4J sobre la muestra de 1111 cuencas, se utilizan para definir valores "bajos", "medios" y "altos". Esta definición de tamaños asignada a los valores de los parámetros calibrados se realiza con la ayuda de los quantiles 0.333 y 0.667. La Figura 2 muestra la distribución considerada para el parámetros X4 del modelo GR4J.

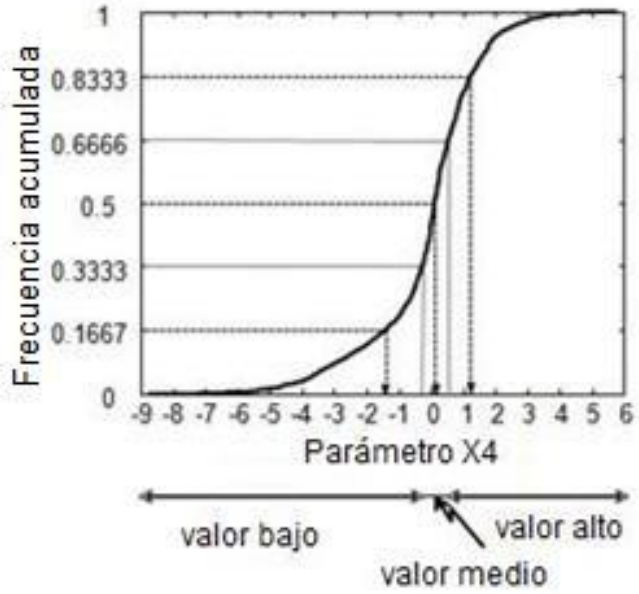


Figura 2: Identificación de valores de los parámetros en función de los quantiles.

De acuerdo a estos quantiles 0.333 y 0.667 y al número de parámetros del modelo se puede definir 34 clases de cuencas. La cuenca-tipo de una clase está definida por el juego de parámetros que está situado al centro de los tres intervalos definidos en la Figura 2. Es decir, los quatiles 0.167, 0.5 y 0.833 definen la cuenca-tipo de una clase.

Los parámetros del modelo retenidos para una cuenca no aforada son aquellos que reproducen lo mejor posible las N medidas de gasto. Esto se valida con el criterio CRIT mostrado en la ecuación 6; en esta ecuación N corresponde al número de medidas puntuales disponibles de gasto; Q es la medida puntual de gasto del día i (i=1,…N) y $\widehat{Q}$ corresponde al gasto calculado el día i con el juego de parámetros de la cuenca-tipo seleccionada. Además se utilizan cada uno de los 34 juegos de parámetros correspondientes a las cuencas-tipo definidas precedentemente.

$$CRIT = \frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}\left(\sqrt{Q} - \sqrt{\widehat{Q}}\right)^2 \quad [6]$$

CRITERO DE VALIDACIÓN

La validación de las series de gasto calculadas por el modelo lluvia-escurrimiento respecto a las series de gasto observadas o aforadas, se realiza adoptando el procedimiento de optimización que consiste en minimizar las variaciones entre los gastos medidos y los gastos calculados. En este procedimiento se adaptan los valores de los parámetros del modelo de manera iterativa.

Para medir el grado de adecuación medio entre los valores simulados y aforados, se adopta el procedimiento "split-sample test" (Klemeš, 1986): para cada cuenca se separan las series de datos disponibles en dos subperiodos independientes, se evalúan los parámetros con los datos del primer subperiodo y después se validan con la simulación en el segundo subperiodo. El procedimiento descrito anteriormente es repetido intercambiando los roles de los subperiodos (evaluación de los parámetros con el segundo subperiodo y validación con el primero).

La optimización de los parámetros en cada subperiodo se realiza con el criterio clásico descrito de "cuencas tipo" CRIT (ecuación 6). Los resultados de toda la muestra se obtienen con la media evaluada usando las validaciones de las simulaciones hechas en ambos subperiodos.

Las simulaciones se validan con el criterio clásico de Nash (Nash and Sutcliffe, 1970) (ecuación 7):

$$Nash = 1 - \frac{\sum_{i=1}^{N}(Q_i - \widehat{Q_i})^2}{\sum_{i=1}^{N}(Q_i - \bar{Q})^2} \quad [7]$$

Cuando el criterio de Nash es igual a 1, no existe error en la simulación del modelo. Recordemos que en las ecuaciones 6 y 7, Q indica el gasto observado y $\widehat{Q}$ el gasto calculado.

Perrin (2000) concluyó que para valores de Nash iguales o superiores a 0.5 las simulaciones de gasto son "aceptables" (pruebas realizadas para 38 modelos lluvia-escurrimiento en una muestra de 429 cuencas). Este valor de Nash igual a 50% es considerado como el umbral de aceptabilidad para evaluar la capacidad de la estructura del modelo para simular la transformación lluvia-gasto en una cuenca en condiciones reales.

En nuestro trabajo utilizamos un criterio de validación de Nash transformado que permite limitar el intervalo de variación de las simulaciones entre -1 y 1, que llamamos aquí el criterio C2M (Mathevet, T., 2005):

$$C2M = \frac{Nash}{2 - Nash} \quad [8]$$

EVALUACIÓN DE RESULTADOS

La Figura 3 muestra los resultados promedios del método propuesto de calibración de las mejores "cuencas-tipo" aplicada a las 1111 cuencas de nuestra muestra, cada una siendo considerada a su turno como no aforada. Si se hace variar el número m de mejores "cuencas-tipo" utilizadas para obtener el juego de parámetros de cada una de las cuencas se obtienen las curvas resultantes para 5, 10, 20 y 50 medidas puntuales de gasto sobre cada cuenca. Los resultados muestran que con 10 medidas de gasto realizadas en una cuenca no aforada, es posible calibrar un modelo lluvia-gasto con el criterio propuesto de "cuencas-tipo".

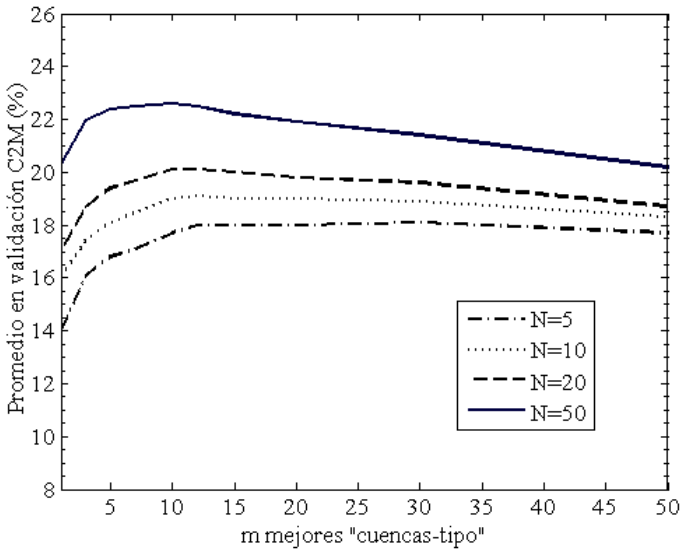


Figura 3.- Resultados promedio del método "cuencas-tipo". Cada línea corresponde a un valor de N (número de medidas puntuales de gasto utilizadas para la calibración del modelo).

CONCLUSIONES

Es interesante recordar que en los trabajos existentes en la literatura -a escala internacional-, que se han apoyado en ésta estrategia –de similitud entre cuencas-; se han utilizado cuencas situadas en regiones relativamente homogéneas y los resultados han sido variados. Sin embargo, cabe mencionar que el nivel de resultados obtenidos por dichos estudios es demasiado limitado en cuencas no aforadas, en general, porque la calibración del modelo utilizado es efectuada con series de gasto disponibles. La ventaja del método propuesto en este trabajo es la utilización de medidas puntuales de gasto disponibles -incluso si sólo se disponen de diez medidas de gasto- para aplicar un modelo lluvia-gasto en una cuenca no aforada.

REFERENCIAS

Nash, J.E. and Sutcliffe, J.V. (1970). "River flow forecasting through conceptual models. Part I - A discussion of principles". Journal of Hydrology, 27(3): 282-290.

Perrin, C. (2000). *Vers une amélioration d'un modèle global pluie-débit au travers d'une approche comparative.* Thèse de Doctorat Thesis, INPG (Grenoble) / Cemagref (Antony), 530 pp.

Rojas Serna C., Michel, C., Perrin, C. & Andréassian, V. (2006). Ungauged catchments: how to make the most of a few streamflow measurements? *Large Sample Basin Experiments for Hydrological Model Parameterization: Results of the Model Parameter Experiment–MOPEX.* IAHS Publ. 307.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

PROCEDIMIENTO PARA LA CALIBRACIÓN HIDROLÓGICA DEL RADAR METEOROLÓGICO ARGENTINO RMA1

Furbatto Celina Grisel[(1)], Ingaramo Ricardo[(1)], Comes Raúl[(2)], Petroli Gastón[(1)], Rodríguez Andrés [1,3] y Villa Uría Alberto[(1)]
[(1)]Laboratorio de Hidráulica – Universidad Nacional de Córdoba, Argentina,
[(2)]Facultad de Matemática, Astronomía , Física y Computación - Universidad Nacional de Córdoba, Argentina
3)IDIT-CONICET
ringaramo@unc.edu.ar

RESUMEN:

Se propone un método orientado a la calibración hidrológica del primer radar meteorológico disponible en Córdoba, RMA1, equipado con tecnología Doppler y doble polarización simultánea para corregir los registros de lluvias obtenidos mediante pluviógrafos y pluviómetros que generalmente no reflejan adecuadamente la variabilidad espacial de la lluvia. Las mediciones se registraron el 8 de marzo de 2016 entre la 1:30 UTC y las 4:20 UTC, durante una tormenta que se desarrolló en el centro de la Provincia de Córdoba. La metodología propuesta define nueve celdas alrededor de una estación, a la altura del haz de radar, en cada una de las cuales el RMA1 registró mediciones del factor de reflectividad a lo largo de toda la tormenta. Se determinó la mejor correlación entre el factor de reflectividad medido en cada celda y la precipitación observada en superficie como la que corresponde a la posición que descargó la precipitación que luego registró el pluviógrafo. La diferencia del tiempo registrado de estos dos eventos da como resultado el retraso relacionado con el viento y el movimiento de la tormenta. Finalmente se determinaron los parámetros de la función que relaciona la intensidad de precipitación con el factor de reflectividad.

ABSTRACT:

A method is proposed oriented to the hydrological calibration for the first weather radar available in Córdoba, RMA1, equiped with Doppler and simultaneous double polarization technologies to correct for rain gauge measurements as they do not fit adequately the rain space variability. The measurements were registered on March 8th, 2016 between 01:30 UTC and 04:20 UTC, during a storm developed at the central area of Córdoba Province. The proposed methodology defines nine bins around each weather station at the radar beam altitude, on which RMA1 took measurements of the reflectivity factor during the whole storm. The highest correlation between the reflectivity factor sequence from each bin and the rainfall registered at the rain gauge on ground was determined corresponding to the bin discharging the precipitation later arriving to the rain gauge. The registered time difference between these two events provides the precipitation delay related to the horizontal wind field and the general storm motion. Finally, the parameters of the reflectivity factor - rainfall intensity were determined.

PALABRAS CLAVE: *Radar meteorológico, factor de reflectividad, hidrometeoros, estación meteorológica.*

INTRODUCCIÓN

La determinación de la distribución espacial y temporal de la precipitación con un elevado nivel de precisión es un requerimiento clave para numerosas aplicaciones, en particular la modelación hidrológica para el análisis y prevención de eventos extremos en cuencas urbanas y rurales, que generalmente tienen un fuerte impacto social.

Los registros puntuales de lluvias obtenidos mediante pluviómetros y pluviógrafos, en redes de escasa densidad e irregular distribución, no reflejan adecuadamente la variabilidad espacial de la lluvia. Este tipo de sensores miden la precipitación a nivel de superficie con bastante precisión (Calheiros y Zawadski, 1986) pues el dato es tomado en forma directa, pero en forma puntual lo que no permite obtener un campo continuo de medidas que cubran todo un territorio (Germann et al., 2006). Los radares meteorológicos en cambio tienen la capacidad de generar información espacial muy detallada, con la posibilidad adicional de integrarla temporalmente. Permiten además cubrir grandes áreas y sus datos son de rápido acceso para aplicaciones hidrológicas a tiempo real. Las ventajas de obtener datos de precipitación mediante radar son múltiples (Collier, 1986), como está ampliamente documentado en la literatura sobre el tema.

Córdoba dispone del primer radar meteorológico de serie de origen nacional, denominado Radar Meteorológico Argentino (RMA1), que está integrado a la red del Sistema Nacional de Radares Meteorológicos (SiNaRaMe) y está ubicado en un predio de la Universidad Nacional de Córdoba (UNC) desde el año 2015.

En la Figura 1 se muestran imágenes de un evento medido por el radar RMA1 ubicado en Córdoba y el de Oro Verde (Entre Ríos) operado por el INTA, ambos pertenecientes a la red del SiNaRaMe, representadas a través de un producto desarrollado por el Grupo Radar Córdoba (GRC).

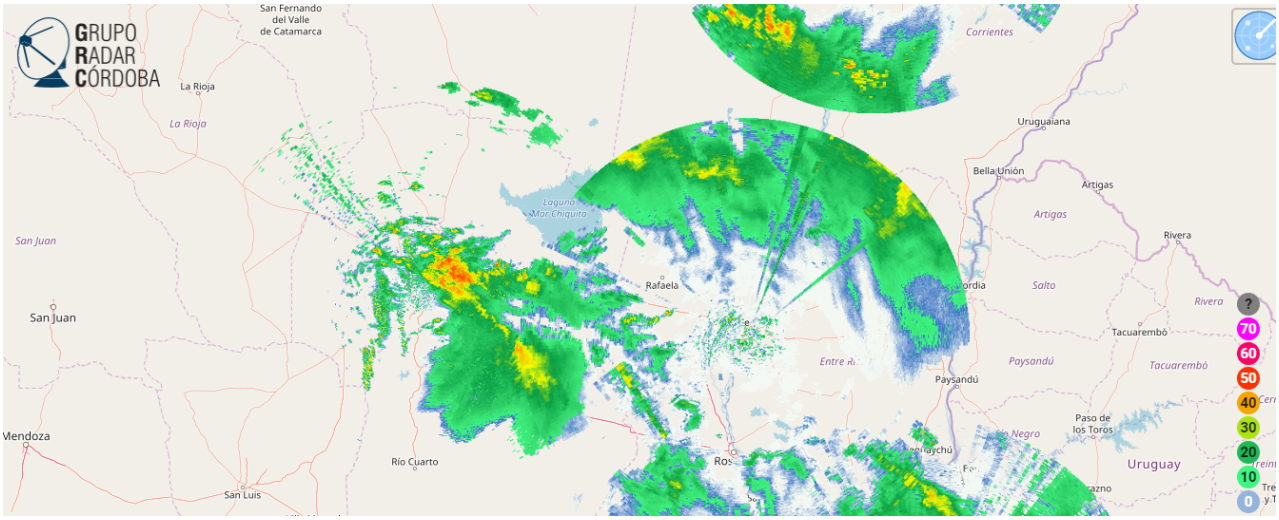


Figura 1.- Imágenes correspondientes a los radares meteorológicos de Córdoba y Oro Verde.

En la actualidad se está trabajando en la calibración hidrológica del RMA1, mediante la integración de los datos que mide este sensor (factor de reflectividad Z) con los valores de precipitación registrados en superficie a través de una red de Estaciones Meteorológicas Automáticas (EMAs) (Figura 2), operadas por distintos organismos provinciales y nacionales, públicos y privados (Ingaramo et al., 2017).

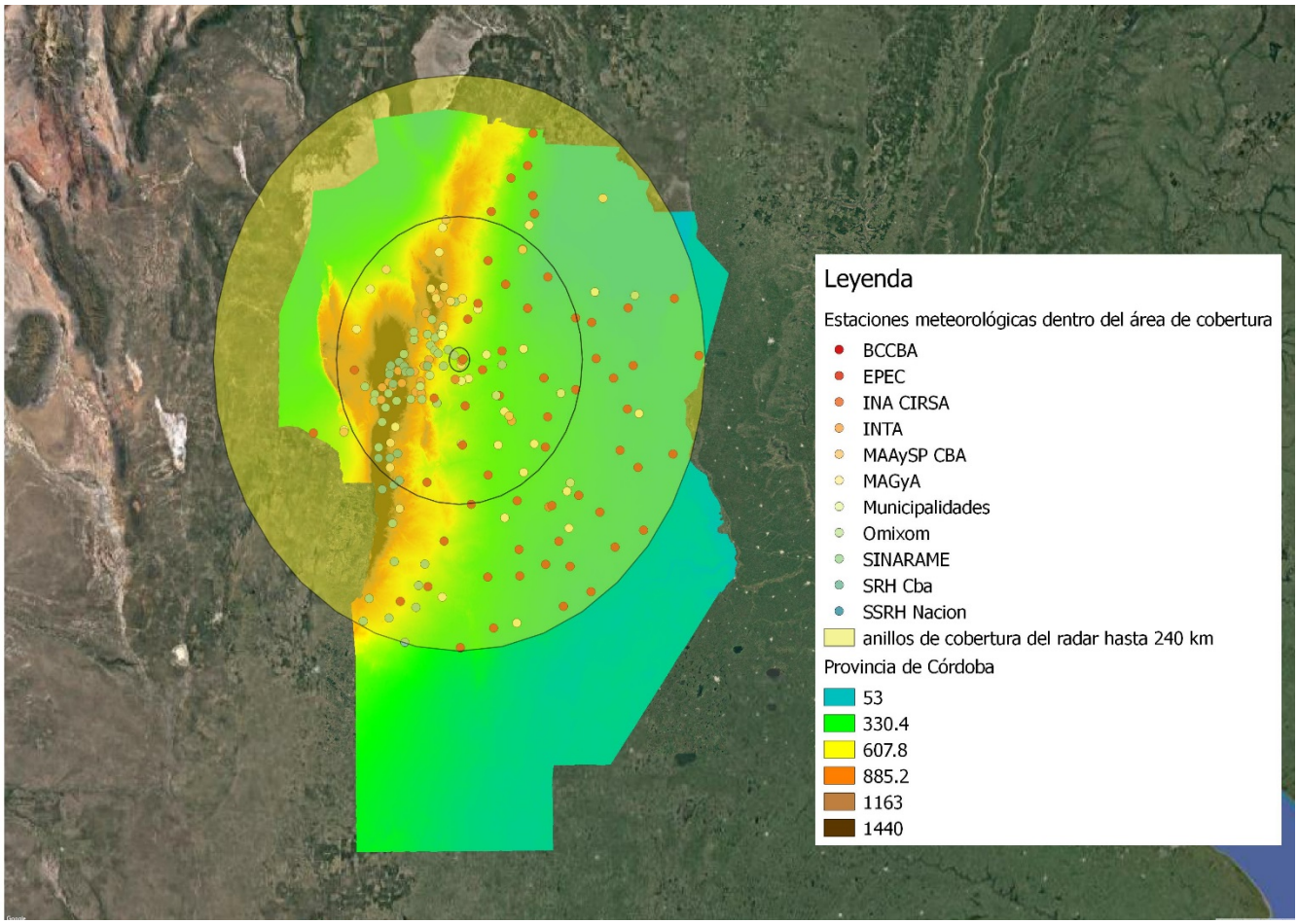


Figura 2.- Radio de alcance del RMA1 y red pluviométrica dentro de la cobertura del RMA1.

OBJETIVOS

- Describir la metodología empleada para la integración de datos de lluvia medidos en superficie con datos de reflectividad medidos por el radar, en el marco de la calibración hidrológica del radar meteorológico RMA1, perteneciente a la red del SiNaRaMe e instalado en la ciudad de Córdoba.

- Presentar algunos resultados preliminares de la metodología, aplicada al análisis de eventos registrados simultáneamente por el RMA1 y las EMAs.

MATERIALES Y MÉTODOS

Para este trabajo se utilizaron valores de factor de reflectividad medidos por el radar meteorológico RMA1 y datos de lluvia medidos en pluviógrafos pertenecientes a la red pluviométrica que opera dentro del área de cobertura del radar.

El RMA1 es un radar de doble polarización equipado con tecnología Doppler, en Banda C de doble polarización simultánea, con un alcance de 480 km en modo vigilancia, 240 Km en modo intensidad y 120 Km en modo Doppler.

Se utilizaron datos de precipitación acumulada en milímetros, correspondiente a la integral de los volúmenes generados automáticamente (1 cada 10/11 minutos) para un ángulo de elevación de 0.55°.

El período de evaluación contempla el evento registrado el 8 de marzo de 2016 entre la 1:30 UTC y las 4:20 UTC.

Se utilizaron un total de 64 pluviómetros distribuidos dentro del área de cobertura del radar a diferentes distancias y ángulos de ubicación. Mediante la incorporación de las coordenadas

geográficas de los pluviómetros al sistema, se obtuvieron los datos correspondientes al radar centrados en la misma ubicación de las estaciones de superficie.

Se contó con pares de datos (Precipitación radar-Precipitación pluviómetro) en el período mencionado. Para comparar datos de diferentes distancias al centro del radar se generaron 2 grupos de datos, correspondientes a pluviógrafos ubicados hasta 120 km y hasta 240 km.

Se compararon los datos estimados (radar) con los observados (pluviómetros) a través de regresiones lineales simples, considerando los valores de los pluviógrafos como variable regresora y los correspondientes al radar como variable dependiente.

Para estimar la precipitación en base al factor de reflectividad medido por el radar, se usa la clásica relación de Marshall y Palmer (Marshall et al, 1947 y 1948):

$$Z = a \, . \, R^{\,b} \qquad [1]$$

donde Z representa el factor de reflectividad en mm^6/m^3 y R representa la intensidad de precipitación en mm/h, mientras que a y b son coeficientes a ajustar.

La metodología de trabajo propuesta contempla la definición de nueve celdas alrededor de cada estación, a la altura del haz de radar considerado, siguiendo el esquema que se muestra en la Figura 3.

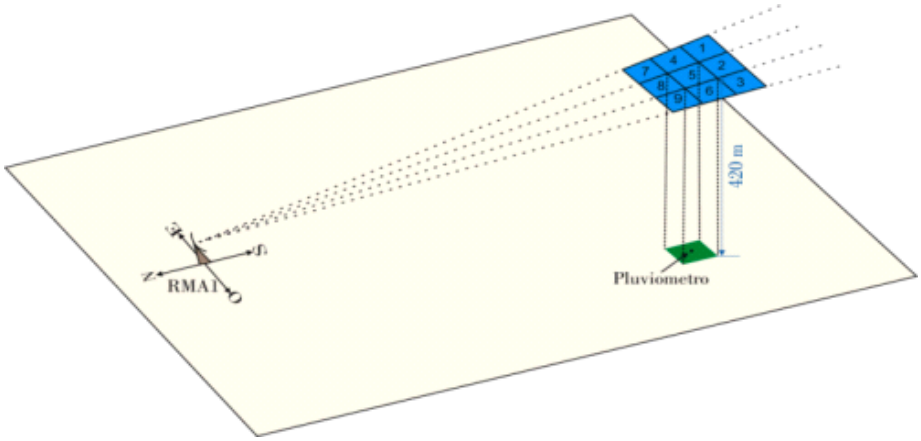


Figura 3.- Esquema del emplazamiento relativo de los instrumentos de observación de la precipitación y de las celdas de medición.

Para establecer la relación entre las variables Factor de Reflectividad (Z) e Intensidad de Precipitación (R), contemplando un retraso de las series de sus datos registrados, se considera que entre estas variables existe una correlación $\rho[Z(t), R(t+\tau)]$. De esta manera se busca el retardo τ que produce la mejor correlación, hecho que está relacionado con la física del fenómeno, en particular el tiempo que demora el volumen de agua detectado en la nube por el radar en llegar a la superficie, donde es registrado por el pluviógrafo.

La mejor correlación entre el factor de reflectividad medido en las nueve celdas y la precipitación observada en superficie, determina la posición de la celda que descargó la precipitación que luego registró el pluviógrafo, de donde se puede conocer el retraso temporal, que está relacionado entre otros factores con el viento y el movimiento de la tormenta.

De esta manera se establece la mejor relación posible Z-R de Marshall y Palmer, donde los coeficientes a y b son estimados a partir de regresión lineal entre el factor de reflectividad del radar y las mediciones de intensidad de precipitación.

La metodología descripta permite el análisis de todas las estaciones automáticas emplazadas en el área de cobertura del RMA1, para eventos de cualquier duración.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Se presenta como ejemplo el análisis del evento ocurrido el 8 de marzo de 2016 en el período comprendido entre la 1:30 UTC y las 4:20 UTC. Se utilizaron las estimaciones de precipitación diaria acumulada en milímetros, correspondientes a la integral de varias imágenes generadas automáticamente (1 cada 12 minutos) de la ventana de estudio de la tormenta, con una resolución de 0,25 km^2. Se busca el mejor ajuste de la función que vincula el factor de reflectividad (Z) con la intensidad de precipitación (R) durante el período considerado en este análisis.

Se identificaron las estaciones distribuidas bajo el área de cobertura del radar, incorporando sus coordenadas geográficas al sistema.

En la Figura 4 se muestran los datos del factor de reflectividad medidos en las nueve celdas consideradas alrededor de la Estación ubicada en la localidad de Ascochinga (30°57´35.3´´S, 64°16´59.2´´O) durante el desarrollo de la tormenta bajo estudio.

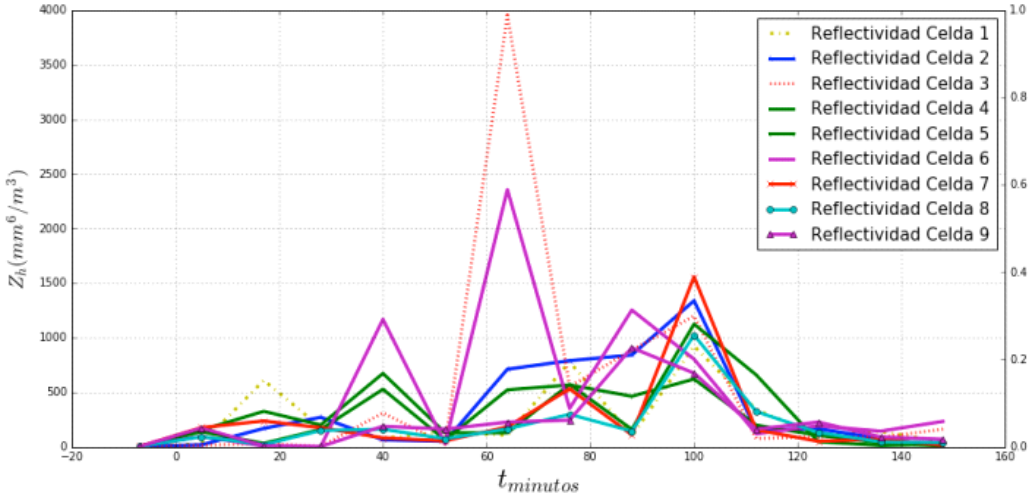


Figura 4.- Valores del factor de reflectividad de RMA1 en función del tiempo de las 9 celdas asociadas a la estación meteorológica Ascochinga, para una duración de 160 minutos.

Los coeficientes de determinación obtenidos al analizar distintos retardos y celdas resultaron muy diferentes para cada situación, consiguiendo el mejor ajuste para la celda número 6 con un retraso de 10 minutos, en coincidencia con el desplazamiento de la tormenta constatado en superficie, tal como se muestra en la Tabla 1.

Tabla 1.- Ajustes obtenidos (R^2) con retardo de tiempo y las nueve celdas.

	Celda 1	Celda 2	Celda 3	Celda 4	Celda 5	Celda 6	Celda 7	Celda 8	Celda 9
Desfasaje [$t_{minutos}$]	R^2	R^2	R^2	R^2	R^2	R^2	R^2	R^2	R^2
0	0.0614	0.1611	0.012	0.0305	0.2201	0.0194	0.0145	0.0255	1787
10	0.0458	0.0891	0.3536	0.0966	0.3936	0.4178	0.0002	0.0032	0.0007
20	0.000002	0.0008	0.0576	0.0044	0.0018	0.059	0.0046	0.0004	0.0265

De esta manera se llega a la siguiente relación Z-R, donde los coeficientes a y b fueron estimados a partir de regresión lineal entre factor de reflectividad de radar en mm^6/m^3 y mediciones de intensidad de precipitación en mm/h:

$$Z = 1284{,}8 \; . \; R^{\,1.0115} \qquad [2]$$

Este mismo procedimiento se utiliza para analizar el desarrollo del evento en todas las estaciones que están en la ventana del RMA1 que registraron lluvias significativas.

CONCLUSIONES

A partir de los resultados obtenidos, se concluye que los primeros análisis sobre estimación de lluvia acumulada a través de este radar muestran concordancia con las mediciones relevadas mediante pluviógrafos en superficie.

Pese a la gran variabilidad de la intensidad de tormentas existentes, se pudo caracterizar la relación entre factor de reflectividad e intensidad de precipitación (*Z=1284,8*R **1.0115*), en este caso para una lluvia relativamente débil.

El objetivo del grupo de trabajo es continuar este análisis considerando todas las estaciones que están dentro del área de cobertura del radar, en períodos de mayor longitud y considerando diferentes tipos de eventos, con el fin de obtener relaciones *Z-R* adecuadas a las condiciones meteorológicas donde está instalado el radar RMA1.

La calibración hidrológica permitirá disponer de una valiosa herramienta para generar datos más precisos de precipitación (tanto espacial como temporalmente) obtenidos a partir del radar y posibilitar la elaboración de alertas más confiables.

La experiencia internacional indica que la calibración hidrológica de un radar meteorológico es un proceso prolongado, de varios años de duración, a lo largo de los cuales se debe hacer el seguimiento de diferentes tipos de eventos hidro-meteorológicos, variables en cuanto a duración, intensidad y características físicas de los fenómenos, además de probar con diferentes algoritmos de transformación de factor de reflectividad en precipitación, hasta lograr una herramienta que proporcione resultados confiables para las aplicaciones previstas para el radar meteorológico.

Lo presentado en este artículo corresponde a la etapa inicial de este proceso, que se desarrolla de manera ininterrumpida en el LH-CETA de la Universidad Nacional de Córdoba, en el marco del Observatorio de Monitoreo Hidro-Meteorológico de Córdoba (OMHM-CBA).

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Calheiros, R.V., Zawadzki, I. (1986) "Reflectivity-Rain Rate Relationships for Radar Hydrology in Brazil". *Journal of Climate and Applied Meteorology,* 26. pp. 118-132.

Collier, C. (1986) "Accuracy of rainfall estimates by radar, Part I: Calibration by telemetering raingauges". *Journal of Hydrology*. 83. pp 207-223.

Germann, U., Galli, G., Boscacci, M., Bollinger, M. (2006) "Radar precipitation measurement in a mountainous region". *Q J R Meteorology Soc. 132*. pp. 1669-1692.

Ingaramo, R., Petroli, G., Rodriguez, A., Montamat, I., Martina, A., Díaz, E., Menajovsky, S., Montamat, I., Lighezzolo, A., Pagot, M. (2017) "Integración de redes de monitoreo hidrometeorológico en la Provincia de Córdoba". *XXVI Congreso Nacional del Agua (CONAGUA 2017), Córdoba, Argentina*.

Marshall, J.S., Langille, R.C., Palmer, W.M. (1947) "Measurement of Rainfall by Radar". *Journal of Meteorology. 4.* pp. 186-192.

Marshall, J.S., Palmer, W.M. (1948) "Shorter Contributions". *Journal of Meteorology, 5, pg. 165-166*.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

REGIONALIZAÇÃO DE PARÂMETROS DE UM MODELO CHUVA-VAZÃO ENTRE ESCALAS PROGRESSIVAS DE SUB-BACIAS

Thaís Gularte Marques [1], Tiago Francisco Celaro [2], Lucas Verino Zanella Giacomelli [3], Álvaro Prestes Ribeiro[4], Vitor Souza Viana Silva[5].

Faculdade Dom Bosco de Porto Alegre, Brasil, e-mail:thaisg.marques@hotmail.com

RESUMO:

A regionalização de parâmetros de modelos chuva-vazão pode ser umas das alternativas para se obter séries de vazões em bacias hidrográficas sem dados fluviométricos. Esta técnica consiste na calibração dos parâmetros do modelo, e na fixação dos seus valores para uso nas demais sub-bacias sem dados de vazões, na premissa da existência de homogeneidade espacial das características físicas entre as bacias. Neste estudo, a regionalização de parâmetros foi realizada com uso do modelo de base conceitual IPH II, versão WIN_IPH2 nas sub-bacias do rio Ijuí. O conjunto de valores dos parâmetros deste modelo foram obtidos no processo de calibração na sub-bacia do Rio Ijuí, em Ponte Nova do Potiribu, com área de drenagem de 629 km², no período de 1989-1992, e os parâmetros resultantes deste processo foram fixados e utilizados como parâmetros globais de toda bacia, com a finalidade de obter séries temporais de vazões de 6 sub-bacias, com áreas de drenagem de 804km2 a 9426 km2, posteriormente, verificou-se a eficiência do modelo IPH II em termos de vazões para este conjunto de parâmetros regionalizados. Avaliou-se o desempenho do modelo com o coeficiente de Nash-Sutcliffe (NS) e o Erro em Volume (ΔV), em porcentagem e os valores destas estatísticas mostraram que houve bom desempenho do modelo mediante a técnica da regionalização de parâmetros, de uma escala menor transferida para as maiores, para obter vazões em sub-bacias sem dados fluviômetricos.

ABSTRACT:

The regionalization of parameters of runoff-rainfall models can be one of the alternatives to obtain series of flows in watersheds without fluviometric data. This technique consists in calibrating the parameters of the model, and in setting its values for use in the other sub-basins without flow data, on the premise of the existence of spatial homogeneity of the physical characteristics between the basins. In this study, the regionalization of parameters was performed using the IPH II conceptual model, version WIN_IPH2 in the sub-basins of the Ijuí river. The set of values of the parameters of this model were obtained in the calibration process in the sub-basin of the Ijuí River, in Ponte Nova do Potiribu, with drainage area of 629 km², in the period 1989-1992, and the parameters resulting from this process were fixed and used as global parameters of each basin, with the purpose of obtaining time series of flows of 6 sub-basins, with drainage areas from 804km2 to 9426 km2, later, the efficiency of the IPH II model was verified in terms of flows for this set of regionalized parameters. The performance of the model with the Nash-Sutcliffe coefficient (NS) and Volume Error (ΔV) was evaluated in percentage and the values of these statistics showed that there was good performance of the model through the technique of regionalization of parameters, of a smaller scale transferred to larger ones, to obtain flows in sub-basins without fluviometric data.

PALAVRAS-CHAVE: Regionalização, escalas de bacias, modelo chuva-vazão.

INTRODUÇÃO

Os dados de séries temporais de vazões em uma bacia hidrográfica são inexistentes ou insuficientes, em termos de qualidade e quantidade. Uma alternativa para os casos em que não se dispõe de medidas fluviométricas, pode-se recorrer a técnica da regionalização, a qual equivale a extrapolação de parâmetros, ou de variáveis hidrológicas, de uma bacia hidrográfica para outra (Masih et al., 2010, Silva et al., 2014). Na técnica de regionalização da estimativa e da transferência dos parâmetros do modelo chuva-vazão equivale ao fornecimento de valores dos parâmetros obtidos do processo de calibração do modelo hidrológico na sub-bacia com dados, e os fornecimento destes para as demais sub-bacias sem dados de vazões, na hipótese da existência de uma uniformidade espacial do comportamento das variáveis hidrológicas (Kokkonen et al. 2003, Masih et al. 2010, Silva et al. 2014).

No presente estudo, o modelo chuva-vazão IPH II, na versão WIN_IPH 2 foi calibrado na menor sub-bacia, e os seus parâmetros resultantes do processo de calibração do modelo hidrológico foram cedidos para simulação das vazões das demais sub-bacias com áreas de drenagem superiores, com a finalidade de se obter séries de dados fluviométricas para locais sem medições. Os parâmetros do modelo foram obtidos no processo de calibração na sub-bacia do rio Ijuí, denominada de Ponte Nova do Potiribu, com área de drenagem 629 km², e os parâmetros resultantes do processo de calibração, no período de 1989-1992 foram aplicados em 6 sub-bacias hidrográficas com áreas de drenagem entre 805 a 9426 Km2. As séries temporais de vazões destas foram posteriormente utilizadas para avaliar a eficiência da técnica de regionalização de parâmetros mediante o desempenho do modelo com o uso do coeficiente de Nash-Sutcliffe (NS) e do erro em volume (ΔV).

MATERIAIS E MÉTODOS

Descrição da bacia e dos dados

A bacia do rio Ijuí situa-se na região noroeste do Estado do Rio Grande do Sul (Brasil), entre as coordenadas 28º00' e 29º00' de latitude Sul e 53º00' e 56º00' de longitude Oeste, possui área de drenagem de 10.703 km2, enquanto que as suas sub-bacias apresentam uma faixa de área de drenagem entre 629 a 9426 km2 (Figura1).

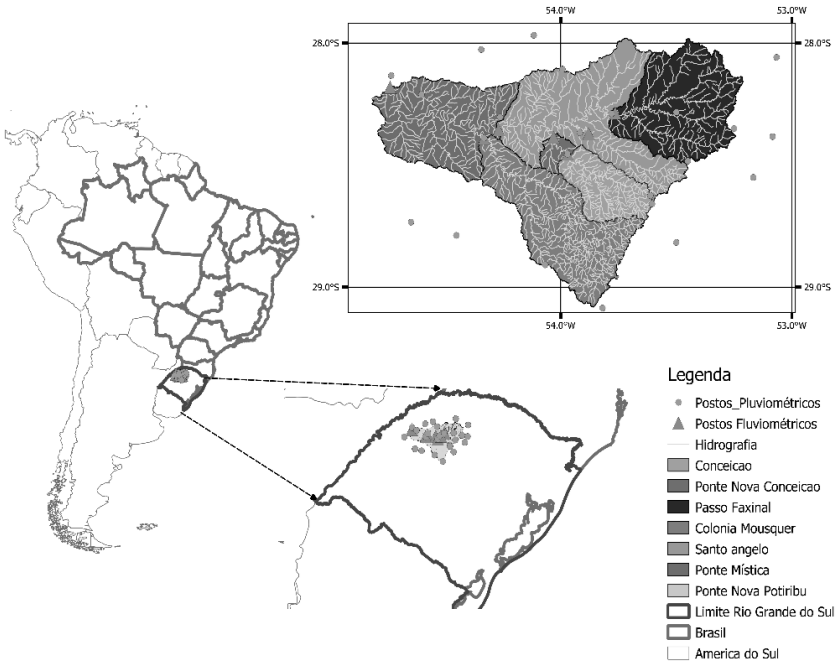


Figura 1. - Localização das sub-bacias do rio Ijuí, dos postos pluviométricos, fluviométricos e da estação climatológica.

A série de vazões utilizada foi no período entre 1989 a 1992 para calibração do modelo IPH II, na sub-bacia Ponte Nova do Potiribu. E as demais séries dos 5 postos fluviométricos com áreas de drenagem superiores, no mesmo período, foram utilizadas para verificar o desempenho do modelo hidrológico na técnica de regionalização de parâmetros. Os 6 postos fluviométricos são monitorados pelo sistema de informações hidrológicas da Agência Nacional de Águas (ANA). Estes estão representados de forma pontual na mesma Figura 1, e as informações referentes a localização e área de drenagem estão disponíveis na tabela 1.

Tabela 1.- Dados dos postos fluviométricos do rio Ijuí.

Sub-Bacia	Área (Km2)	Lat. (sul)	Long. (Oeste)
Conceição	805	28º27'18''	53º58'15''
Ponte Nova do Potiribu	629	28º22'15''	53º52'45''
Conceição	805	28º27'18''	53º58'15''
Ponte Nova Conceição	966	28º23'05''	54º01'53''
Passo Faxinal	2.003	28º17'13''	53º45'51''
Colônia Mousquer	2.131	28º23'23''	54º19'51''
Santo Ângelo	5.414	28º21'19''	54º16'06''
Ponte Mística	9.426	28º10'53''	54º44'18''

Utilizou-se a série de chuva diária de 22 postos pluviômetros localizados no interior e nas adjacências da área de drenagem da bacia do rio Ijui disponíveis no banco de dados da ANA, no período entre 1989 a 1992, para o cálculo da chuva média (Ver a Figura 1). Construiu-se grades regulares para 6 sub-bacias, e a chuva média considerada foi a média dos valores nodais no interior dos limites de cada bacia. Estes valores nodais foram obtidos por interpolação espacial das chuvas nos postos até o nós da grade regular com o método do Vizinho Natural utilizando o algoritmo disponível no SURFER 8.0 (Silva 2014).

Os dados diários de evapotranspiração foram estimados pela relação de proporcionalidade entre os valores calculados pela equação de Penman-Montheith, com a série de registros diários de um evaporímetro de Piché, obtidos da estação climatológica da INMET, localizada em Cruz Alta (longitude 53°36'00'' e latitude 28°38'00'').

Descrição do modelo hidrológico chuva-vazão

O WIN_IPH 2 é uma versão que possui o modelo IPH II implementado. O IPH II é um modelo que simula o processo de transformação de chuva-vazão com os seguintes algoritmos (Bravo et. al., 2007, Silva 2014 et. al):

- Perdas por interceptação e por evapotranspiração que possui o parâmetro Rmax, o qual representa a capacidade de armazenamento máximo em um reservatório hipotético de interceptação pela vegetação;
- Separação de escoamento representados pelos parâmetros Io, Ib e h, que são, respectivamente, as capacidades inicial e mínima de infiltração e o parâmetro de decaimento de infiltração de água no solo, são característicos da equação de infiltração de Horton;
- Propagação dos escoamentos superficiais e subterrâneos é feito mediante o método de Clark, o qual é uma combinação do histograma tempo-área (HTA) com um modelo de reservatório linear simples, os quais representam a translação da chuva pelo deslocamento sobre a superfície da bacia, e os efeitos de armazenamento das partículas de água no percurso até o ponto da saída da bacia. Os parâmetros de propagação do escoamento superficial é o ksup e o parâmetro de propagação do escoamento subterrâneo é o ksub;

No modelo, deve-se fornecer os parâmetros referentes as características físicas da bacia como a área de drenagem (A), a porcentagem de área impermeável (AIMP), o coeficiente de forma

da bacia (n), e o tempo de concentração (tc), juntamente com as condições iniciais estimadas, que são a vazão de percolação (Qp), a vazão subterrânea (Qsub) e a vazão superficial (Qsup). Estes valores são variáveis e estão em função das características da bacia em estudo.

A calibração de parâmetros do modelo com a otimização é feito utilizando o algoritmos evolutivos com a função monobjetivo (algoritmo SCE-UA, Duan et al., 1992). No processo de calibração dos parâmetros, outros dados necessários são as séries de chuvas médias na bacia, as estimativas de evapotranspiração e as vazões observadas.

O processo de regionalização de parâmetros do modelo

A aplicação do método de regionalização de parâmetros consistiu, primeiramente, na estimativa dos valores dos parâmetros (Rmax, Io, Ib, h, Alfa, Ksup, Ksub) na menor sub-bacia do rio Ijuí, em Ponte Nova do Potiribu, através do processo de calibração, utilizando o algoritmo SCE-UA proposto por Duan et al (2002), com uso da função objetivo de Nash-Sutcliffe (NS).

Posteriormente, com o conjunto de parâmetros definidos na calibração, estes foram fornecidos para as demais sub-bacias maiores como parâmetros (Rmax, Io, Ib, h, Alfa, Ksup, Ksub). Tendo-se em conta as características particulares de cada sub-bacia, representadas pelos parâmetros específicos destas, as quais são a área (A), a porcentagem de área impermeável (AIMP), o coeficiente de forma igual a 1,5, que corresponde a uma elipse, e o tempo de concentração (tc) de 24 horas para bacias com área superior a 2.500 km2 e um valor de 12 horas para bacias com áreas entre 250 e 2.500 km2 (Silva, 2014). Estes valores de parâmetros específicos com A, AIMP, n, tc, e as condições iniciais da Qp (vazão de percolação), Qsub (vazão subterrânea) e da Qsup (vazão superficial), foram modificados em função da escala da bacia, a qual se quis obter séries fluviométricas, na regionalização.

Na proposta de avaliar a eficiência desta técnica de regionalização de parâmetros, buscou-se o uso dos índices estatísticos de Nash-Sutcliffe (NS) e do Erro em Volume (ΔV), mediante a verificação da resposta da série de vazões na saída do modelo com as vazões observadas, como as Equações 1 e 2.

$$NS = 1 - \frac{\sum(Q_O - Q_C)^2}{\sum(Q_O - \overline{Q_O})^2} \qquad [1]$$

$$\Delta V(\%) = 100\left(\frac{\sum_{i=1}^{n} Q_o - \sum_{i=1}^{n} Q_c}{\sum_{i=1}^{n} Q_o}\right) \qquad [2]$$

Onde, Q_o é a vazão observada, $\overline{Q}_o$ é a vazão média observada, Q_c é a Vazão calculada, $\overline{Q}_c$ é a vazão média calculada, NS é o coeficiente de Nash-Sutcliffe e ΔV é o erro em volume (%).

O coeficiente de NS possui a tendência de valorizar as maiores vazões (os picos), por ser baseado no desvio quadrático. O coeficiente de eficiência de Nash-sutclife é uma medida de associação entre as vazões previstas e observadas, e o seu valor varia no intervalo de $-\infty$ a 1. Se o valor do coeficiente for igual a 1, evidencia que existiu uma boa correlação entre a série de vazões observadas e calculadas nos processos de calibração de parâmetros e na aplicação da técnica de regionalização de parâmetros.

A complementação da análise estatística da série de vazões na saída do modelo no processo de regionalização de parâmetros, tendo em conta as limitações do índice anterior, o erro em volume (ΔV), expresso em porcentage permiti avaliar a tendência geral que os dados simulados apresentam de subestimar (valores de ΔV positivos) ou superestimar (valores de ΔV negativos) os dados medidos. Com base nos estudos adotados por Moriasi et al. (2007) são consideradas aceitáveis,

tendo em conta o objetivo deste estudo, as simulações NS > 0,5 e ΔV no intervalo entre -25% e + 25%.

RESULTADOS

Obtenção de parâmetros do modelo no processo de calibração

A calibração automática foi realizada em 10 aplicações sucessivas do algoritmo SCE-UA com a função objetivo de ^{NS} , na sub-bacia do Ijuí, em Ponte Nova do Potiribu (629 km²), no período de 02/01/1989 a 31/01/1992. Aplicou-se 10 execuções do algoritmo SCE-UA, para evitar o estacionamento dos parâmetros que levassem a função objetivo a um ótimo local, e sim buscando-se parâmetros que levassem a função objetivo a um ótimo global, seguindo recomendações de (Bravo et. al., 2007, Silva et al. 2014). Na tabela 2, mostra os resultando do parâmetros, Io (mm h-1); Ib (mm h-1); h (adimensional); Ksup (h); Ksub (h); Rmax (h) e Alfa (%), dos índices estatísticos ^{NS} e $^{\Delta V}$ (%). A representação dos resultados da calibração com a execução 8, em Ponte Nova do Potiribu (629 km²), no período de 02/01/1989 a 31/01/1992 pode ser vista na figura 2.

Execuções	Io (mm h-1)	Ib (mm h-1)	H (adim.)	Ksup (h)	Ksub (h)	Rmax (h)	Alfa (%)	NS	ΔV (%)
1	71,42820	4,34520	0,51738	2,69010	35,3407	8,99980	0,37140	0,81	1,11
2	71,54200	4,34170	0,51713	2,69040	35,3427	8,99980	0,37210	0,81	1,13
3	71,48620	4,34370	0,51727	2,68980	35,3311	8,99980	0,37200	0,81	1,12
4	71,52650	4,34220	0,51718	2,69040	35,3102	8,99980	0,37210	0,81	1,13
5	75,93440	3,43800	0,58116	2,93950	31,8050	8,87080	0,67450	0,81	1,12
6	71,41120	4,34710	0,51752	2,68970	35,3674	8,99990	0,37270	0,82	1,89
7	71,37730	4,34740	0,51751	2,69010	33,2750	8,99990	0,37150	0,81	1,23
8	71,35240	4,34760	0,51754	2,69070	35,3062	8,99980	0,37100	0,82	1,86
9	71,38640	4,34720	0,51754	2,69130	35,3133	8,99980	0,37200	0,82	1,88
10	71,68570	4,33580	0,51671	2,69030	35,3264	8,99990	0,37150	0,81	1,12

Tabela 2.- Dados dos postos fluviométricos do rio Ijuí.

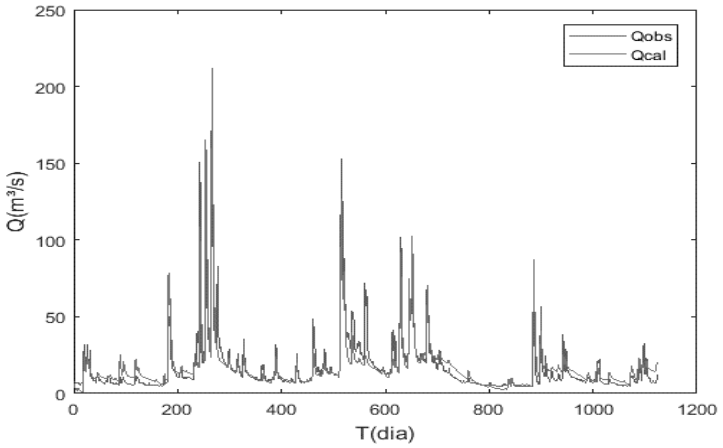


Figura 2. – Série de vazões calculadas e observadas proveniente da calibração com a execução 8, em Ponte Nova do Potiribu (629 km²), no período de 02/01/1989 a 31/01/1992.

Na tabela 2, observou-se pouca variação no valor dos parâmetros calibrados, devido ao baixo desvio, o critério ideal para a escolha dos parâmetros foi com base nos índices estatísticos. A simulação proveniente da execução 8 resultou nos seguintes parâmetros ótimos de Io = 75,35240

mm h-1, Ib = 4.34720 mm h-1, h = 0.51754 (adimensional), Ksup = 2,69070 h, Ksub = 35,3062 h, Rmax = 8,99980 h e Alfa = 0,37100 %, com valores de ^{NS} = 0.82 e o erro em volume $^{\Delta V}$ = 1.86.

Processo de regionalização de parâmetros de uma sub-bacia para as demais

Nesta etapa de estudo avaliou-se o processo de regionalização de parâmetros do modelo chuva-vazão, com o intuito de obter séries temporais de vazões nas demais sub-bacias admitindo a inexistência de dados fluviométricos. No processo, os valores dos parâmetros calibrados na sub-bacia do Rio Ijuí, em Ponte Nova do Potiribu (629 km2) foram fixados e considerados globais para obter as séries temporais de vazões de 6 sub-bacias, Conceição (A), Ponte Nova Conceição (B), Passo Faxinal (C), Colônia Mousquer (D), Santo Ângelo (E) e Ponte Mística (F), com áreas de drenagem de 804km2 a 9426 km2, no mesmo no período de 1989-1992 (Figura 3).

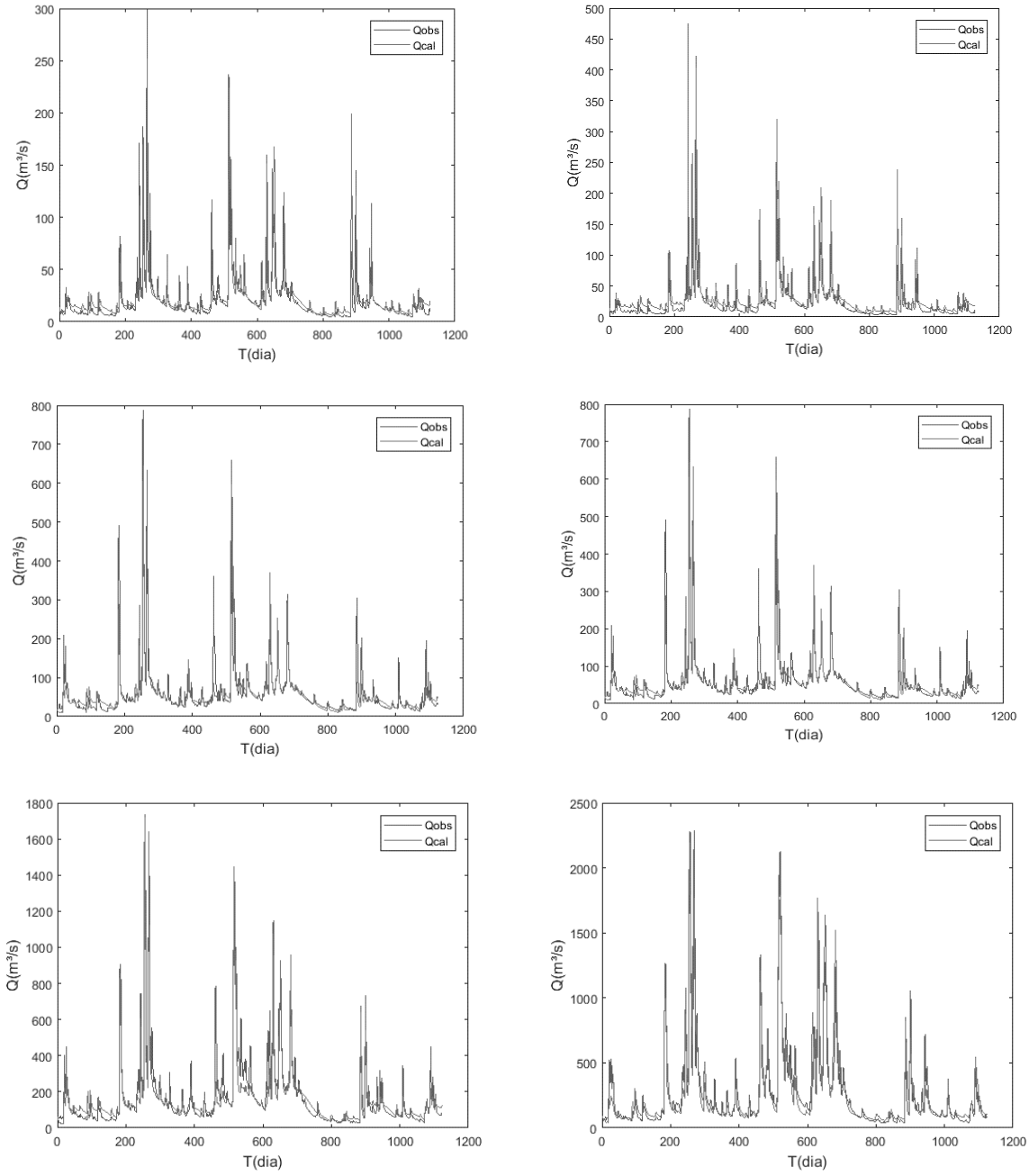


Figura 3. – Série de vazões calculadas e observadas proveniente da regionalização de parâmetros, nas sub-bacias com áreas de drenagem de 804km2 a 9426 km2, no período de 1989-1992.

Os resultados dos índices estatísticos, proveniente da regionalização podem ser vistos com base na tabela 3, a qual mostra o desempenho do modelo utilizando o coeficiente de Nash-Sutcliffe (NS) e o Erro em Volume (ΔV).

Tabela 3.- Desempenho do modelo na regionalização de parâmetros para as áreas de drenagem entre 804km2 a 9426 km2.

Sub-Bacia	Área (Km2)	NS	ΔV (%)
Conceição	805	0,83	-8,25
Ponte Nova Conceição	966	0,81	-0,64
Passo Faxinal	2.003	0,79	-1,59
Colônia Mousquer	2.131	0,77	-0,64
Santo Ângelo	5.414	0,69	6,71
Ponte Mística	9.426	0,65	9,64

No estudo de Silva et. al (2013), aplicou-se o método de média global de parâmetros, nesta bacia, e resultou numa perda de eficiência do modelo com a aplicação da técnica em função da redução da escala das sub-bacias analisadas. A mesma perda de eficiência em função da redução da escala da bacia foi também notado posterior nos estudos de Silva et. al (2014). No presente trabalho, Ao testar a técnica de regionalização, mediante a substituição do conjunto de parâmetros, numa sub-sub-bacia menor para as demais sub-bacias maiores, os índices estatísticos de desempenho resultaram em valores que evidenciaram a redução de desempenho do modelo escala menor transferida para as maiores (Tabela 3). Notou-se, que apesar desta perda de eficiência, os valores dos índices estatísticos ficaram nos critérios propostos por Moriasi et al. (2007), para validação de modelos chuva-vazão.

CONCLUSÕES

Os resultados da técnica de regionalização de parâmetros foram satisfatórios, pois os valores apresentaram intervalos $0{,}65 \leq NS \leq 0{,}83$ e $-8{,}25\ \% \leq \Delta V \leq 9{,}64\ \%$. Notou-se uma perda de eficiência do modelo com a aplicação da técnica em função do aumento da escala das sub-bacias analisadas. Isso se deve ao fato da região ser relativamente pequena, geograficamente bastante homogênea, a qual mostrou a possibilidade de regionalização de parâmetros de modelos chuva-vazão de bacias menores para maiores nesta bacia.

REFERÊNCIAS

Bravo, J. M.., Allasia, D., Collischonn, W. , Tassi, R., Meller, A., Tucci, C., (2007) . "Avaliação visual e numérica da calibração do modelo hidrológico IPH II com fins educacionais". In: *XVII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos*, São Paulo. V. 1.

Duan, Q., Sorooshian, S., Gupta, V. (1992). Effective and efficient global optimization for conceptual rainfall-runoff models. *Water Resources Research* 28(4), pp. 1015-1031.

Kokkonen, T.S., Jakeman, A.J., Young, P.C., Koivusalo, H. J., (2003), "Predicting daily flows in ungauged catchments: model regionalization from catchment descriptors at the Coweeta". *Hydrologic Magette*.

Masih, I., Uhlenbrook, S., Maskey, S., Ahmad, M.D., (2010) "Regionalization of a conceptual rainfall-runoff model based on similarity of the flow duration curve: A case study from the semi-arid Karkheh basin,Iran", *Journal of Hydrology*.

Moriasi, D. N., Arnold, J. G., Van Liew, M. W., Bingner, R. L., Harmel. R. D., Veith, T. L., (2007). "Model evaluation guidelines for systematic quantification of accuracy in watershed simulations". *American Society of Agricultural and Biological Engineer*.

Silva, V. S. V., Pedrollo, O. C., Castro, N. M. R., (2013), "Estudo de regionlização por media global de parâmetros de um modelo conceitual hidrológico". XX simpósio brasileiro de recursos hídricos - ISSN 2318-0358.

Silva, V. S. V., Pedrollo, O. C., Castro, N. M. R., (2014), "Estudo de regionalização por transferência de parâmetros do modelo IPH II na bacia do rio Ijuí/RS*". Revista de Gestão de Águas da América Latina, REGA*, Vol. 10, no. 2, pp. 65-75.

IAHR AIIH

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

CARACTERIZACIÓN DE LLUVIAS DE CORTA DURACIÓN EN LOCALIDADES DE LA PROVINCIA DE SANTIAGO DEL ESTERO

Olmos L., Prieto Villarroya J., González G., Guzmán J., Pilan M., Van Meer H.
Instituto de Recursos Hídricos, Facultad de Ciencias Exactas y Tecnologías
Universidad Nacional de Santiago del Estero, Argentina.
E-mail: lolmos@unse.edu.ar,jorgeprietovillarroya@yahoo.com.ar, geraldinenoelgonzalez@gmail.com

RESUMEN:

Los estudios de diseño, tanto de obras hidráulicas de control como de medidas no estructurales, requieren el conocimiento de la distribución temporal de tormentas extremas caracterizadas por altas precipitaciones y escasa duración. Disponer de información de la estructura temporal de las lluvias de gran intensidad, constituye además uno de los principales insumos necesarios para la aplicación de modelos hidrológicos del tipo lluvia-escorrentía.
Para la caracterización (forma y pico del hidrograma) de las tormentas extremas de la provincia de Santiago del Estero se ha realizado el análisis de 4 estaciones pluviográficas (Árraga, La Banda, Santiago capital y Frías). Para ello, se han aplicado los métodos de Distribución Acumulada, DA, (Huff, 1967) y el de Ordenamiento de Intervalos, OI, (Pilgrim et al. 1969). Las tormentas analizadas son aquellas con duraciones inferiores a 3 horas y valores de precipitación acumulada superiores a 20 mm.
Los resultados obtenidos en el procesamiento de los registros históricos pluviográficos muestran un comportamiento casi homogéneo en las estaciones analizadas en cuanto a las intensidades pico, produciéndose estas en el segundo cuartil. Los resultados serán de utilidad para el avance en la definición de un criterio de aplicación en la zona de estudio.

ABSTRACT:

Design studies, both hydraulic control and non-structural measures, require knowledge of the temporal distribution of extreme storms characterized by high rainfall and short duration. Having information on the temporal structure of heavy rains is also one of the main inputs needed for the application of hydrological models of the rain-runoff type.
For the characterization (shape and peak of the hydrograph) of the extreme storms of the Santiago del Estero province, an analysis was made of 4 pluviographic stations (Arraga, La Banda, Santiago capital and Frías). For this, the methods of Accumulated Distribution, DA, (Huff, 1967) and the Order of Intervals, OI, have been applied (Pilgrim et al., 1969). The storms analyzed are those with durations less than 3 hours and values of accumulated precipitation greater than 20 mm. The results obtained in the processing of historical pluviographic records show an almost homogeneous behavior in the stations analyzed in terms of peak intensities, occurring in the second quartile. The results are useful for the advance in the definition of an application criterion in the study area.

PALABRAS CLAVES: distribución, temporal,lluvias, máximas.

INTRODUCCIÓN Y OBJETIVO

Las obras hidráulicas emplazadas en cauces fluviales o en la ribera de los mismos, como así también aquellas obras dentro de ambientes urbanos se diseñan de manera que resistan el paso del caudal probable asociado a un determinado periodo de retorno en función de la naturaleza de la obra.

Dicho caudal se debe obtener de una valoración estadística en base a una serie de registros históricos extensa o representativa, lo cual en la realidad es muy difícil de disponer.

En consecuencia el caudal de diseño se obtiene indirectamente de la lluvia más probable mediante un proceso de transformación lluvia-caudal mediante técnicas de modelación.

Precisamente el advenimiento de los modelos de escorrentía urbana a fines de la década de 1960 y principios de la década de 1970 trajo nuevas demandas a los hidrológos Estos modelos requieren la definición de las características de la distribución temporal de la lluvia durante tormentas fuertes. Hoy en día esta demanda ha aumentado sensiblemente y esta información no esta disponible.

El proceso de definición de la lluvia de diseño es sensiblemente más complejo que el proceso de tratamiento estadístico de una serie de caudales, ya que dicha lluvia debe reflejar la estructura temporal y espacial de dicho evento.

La manera clásica en la práctica es estimar la relación I-D-Ty desde allí en base al tiempo de concentración de la cuenca obtener la lluvia sintética precipitada. Posteriormente, resulta necesario distribuir espacial y temporalmente la lluvia obtenida. Según la literatura las diferencias en la escorrentía resultante entre esta metodología y las propuestas en este trabajo pueden ser mayores al 10%.

Como no se trabaja sobre el diseño hidrológico de una obra en particular que necesita su cuenca de aporte, vamos a centrarnos en el comportamiento temporal de la precipitación.

En efecto en este trabajo lo que se persigue es analizar datos históricos de tormentas con duraciones hasta 3 horas de manera de caracterizar las mismas en varias localidades de la provincia de Santiago del Estero a los fines de su aplicación en procesos de transformación de lluvia en caudal fundamentalmente aplicables a cuencas urbanas y a pequeñas cuencas rurales aunque su existencia en la provincia de Santiago del Estero es muy reducida.

METODOLOGÍA APLICADA

El análisis de esta metodología se basa en el hecho de que las variaciones de la distribución temporal en los modelos lluvia si afectan de una manera considerable los cálculos de la escorrentía en modelos de diseño para cuencas urbanas o pequeñas cuencas rurales.

La evidencia en la literatura indica que las diferencias pueden ser significativas (Huff, 1990). Por ejemplo, Ward et al. (1980) compararon los resultados de varios modelos de distribución temporal para una pequeña Cuenca de Kentucky bajo varias condiciones hidrológicas. Entre las cinco distribuciones probadas, incluyendo el SCS Tipo-II (supuestamente aplicable al Centro y Este de los Estados Unidos) y dos de los modelos de Illinois, se obtuvo una variación máxima en la escorrentía máxima de casi 30%.

En un estudio de Illinois sobre inundaciones de diseño de yacimientos en 20 cuencas pequeñas, Knapp y Terstriep (1981) compararon la familia de distribuciones de Illinois, la distribución SCS Tipo II y la distribución de tormentas del proyecto estándar del Cuerpo de Ingenieros. Ellos encontraron diferencias sustanciales entre los tres tipos de distribuciones en el cálculo de la escorrentía máxima a partir de las precipitaciones máximas probables para eventos de tormentas de 100 años. Por ejemplo, sobre la mayoría de las descargas máximas de los embalses del estado promedió un 20% a 25% mayor para eventos de tormenta de 100 años de retorno cuando se utilizaron las distribuciones de Huff (1967).

En la realidad la lámina de agua precipitada total y la distribución temporal son fenómenos aleatorios e interdependientes. Por lo tanto su inferencia estadística es complicada por lo que siempre se simplifica trabajando con funciones univariadas. Como consecuencia de la escasa disponibilidad de datos, en términos generales, se predice la intensidad media de una lluvia para intervalos de duración a través de las curvas IDF. Esta metodología tiene en su contra que la lluvia de diseño derivada de relaciones duración-frecuencia no suele representar una tormenta entera, sino extractos de tormentas (Pilgrim y Cordery, 1975) los que, al tomar promedios de las intensidades sobre una duración dada, no imitan las series históricas de las tormentas. Por ende, dicha lluvia no encarnaría la naturaleza del fenómeno. La respuesta a este planteo radica, en parte, en que los sucesos tipificados en la i-d-T, y por extensión en el hietograma que de ella proviene, no son tormentas severas, sino intervalos de máxima intensidad anual de lluvia, cuya distribución es muy diferente

Por otro lado, Vašková y Francés García (2004) apuntan que la forma clásica de obtención de las curvas IDF no tiene en cuenta la dependencia temporal, al asumir que las intensidades máximas anuales para los distintos intervalos de tiempo son independientes. Por lo tanto, el hietograma derivado de una curva IDF clásica quedará siempre del lado de la seguridad. Esta última afirmación no sería del todo válida ya que está condicionada por el método de extracción y del paso de cálculo elegido que incide sustancialmente en la intensidad pico que se transformara en caudal pico.

Por ello, la distribución de las mismas es importante llevarla a cabo en base a la caracterización de las mediciones históricas lo que influirá en la forma del hidrograma y su pico.

Para llevar a cabo la caracterización de las lluvias se aplican los métodos de Distribución Acumulada, DA, (Huff, 1967) y el de Ordenamiento de Intervalos, OI, (Pilgrim et al. 1969).

La precipitación durante una tormenta es un proceso continuo, pero su tratamiento se lleva a cabo de manera discreta. Como se trabaja en la caracterización de tormentas y no de los intervalos de precipitación máxima anual (IMA) como en el proceso de obtención de las IDT, la partición se hace en fracciones de la duración, para poder comparar la forma en eventos de distinta duración total. Es decir, cada tormenta se debe dividir en una cantidad fija de lapsos iguales, entre 4(cuartiles) y 10 (deciles), con lo que varíala duración de éstos bloques o intervalos de lluvia de una tormenta a otra al analizar todas las tormentas con duraciones menores a 3 horas. Conmenos de cuatro intervalos no es posible reflejar adecuadamente la distribución y conmás de diez se pierde la visión de conjunto. La desagregación se completadeterminando láminas parciales -absoluta y porcentual- precipitadas. (CaamañoNelli y Dasso, 2003)

El método DA, cuyo uso es generalizado en Estados Unidos, consiste en aplicar a cada percentil por separado, para delinear distribuciones empíricas de frecuencia de porcentaje de lámina (porción de los sucesos que no supera determinado límite de clase). Requiere instaurar un valor de no excedencia, para elaborar la curva de porcentajes acumulados hasta cada bloque, que se desagrega para obtener el hietograma de diseño con esa probabilidad de ocurrir. Este valor se establece normalmente en 0,5 (mediana de la muestra), que es el que menos altera la probabilidad instituida por la relación i-d-T para la lámina total.

El método OI es el estándar para diseño hidrológico en Australia y consiste en categorizar en cada intervalo de máxima anual (IMA), las proporciones de lluvia por bloque y promediarlas según su jerarquía. Sus ubicaciones promedio en los gráficos permiten adjudicar el orden cronológico de los percentiles en el hietograma tipo.(Caamaño Nelli et al., 2013)

Las mediciones disponibles corresponden a las estaciones de las localidades de Árraga (INTA), Frías (INTA), La Banda (ITA- El Liberal) y Santiago del Estero(IRHi). Los datos disponibles son cada 15 minutos, salvo en la estación de Santiago del Estero que soncada 10 minutos. En la figura anexa se presentan la ubicación geográfica de las mismas.

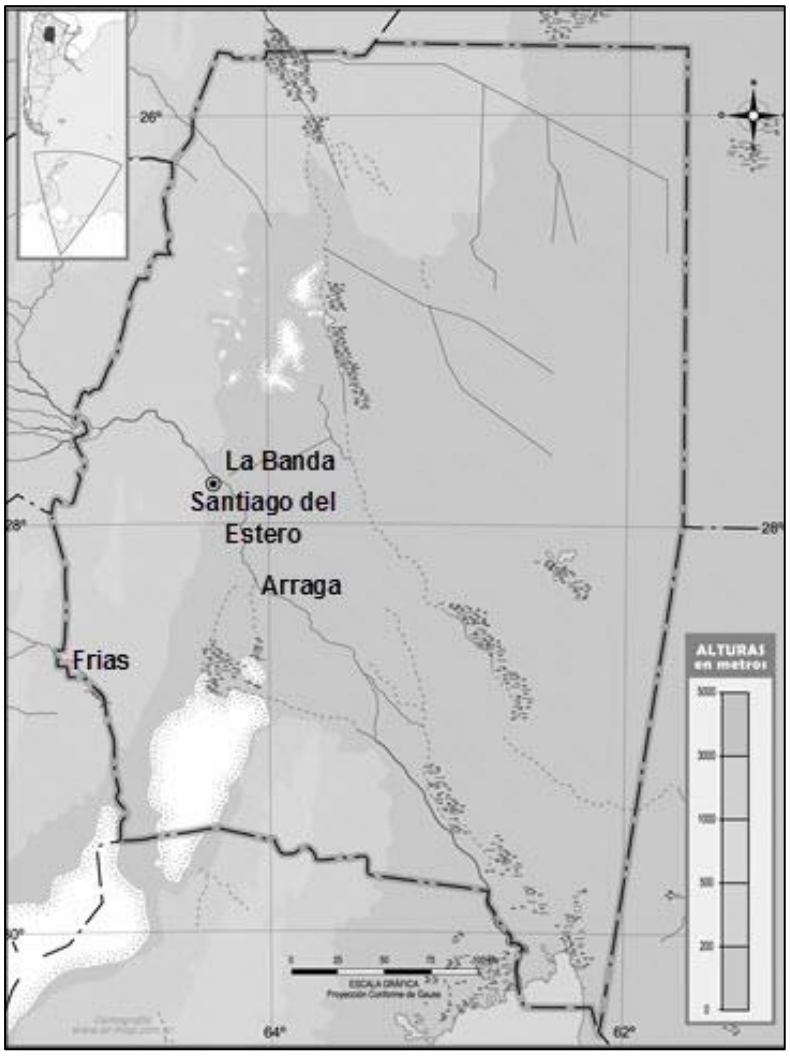


Figura 1 –Ubicación geográfica de estaciones pluviográficas

APLICACIÓN A LAS ESTACIONES DISPONIBLES

Como se dijo anteriormente la mayoría de las estaciones tienen datos cada 15 minutos por lo que el criterio adoptado para particionar las tormentas fue dividir en 4 (cuartiles). Entonces la duración mínima con que se trabaja es de 1 hora y la máxima como se dijo de 3 horas. En el caso de que la duración de las tormentas al dividirse entre 4 no da intervalos enteros medidos se distribuye proporcionalmente hacia el bloque anterior y posterior.

En la Tabla 1 se muestran los resultados de la aplicación del Método de Pillgrim para la estación de IRHi (Santiago del Estero).

Se puede observar que los porcentajes de precipitación acumulada son del orden del 25% para el 1º cuartil y del 66 % para el 2º Cuartil y que las intensidades picos se dan en el 2º cuartil.

En la Tabla 2 se dan los resultados correspondientes a Huff para dicha estación. Se puede deducir que para el 50% de probabilidad de ocurrencias de las tormentas el comportamiento es semejante al de Pillgrim, con valores acumulados cercanos al 60% para el 2º cuartil y con un pico menos marcado en el dicho cuartil.

Tabla 1 – Aplicación de Método de Pillgrim para la estación del IRHi (SDE)

Tormenta	Porcentaje por cuartil			
	1º	2º	3º	4º
1	49,03%	35,60%	6,13%	9,24%
2	36,76%	23,06%	12,10%	28,08%
3	17,09%	62,39%	6,41%	14,10%
4	32,18%	27,20%	24,14%	16,48%
5	40,70%	20,93%	20,64%	17,73%
6	20,29%	39,71%	20,00%	20,00%
7	19,74%	38,16%	22,37%	19,74%
8	18,89%	40,00%	21,11%	20,00%
9	22,02%	55,05%	11,47%	11,47%
10	21,25%	28,75%	30,42%	19,58%
11	11,89%	23,78%	30,77%	33,57%
12	2,18%	19,65%	37,55%	40,61%
13	40,91%	28,41%	15,34%	15,34%
14	16,52%	26,34%	28,57%	28,57%
TIPO	**26,32%**	**40,58%**	**19,22%**	**13,89%**

Tabla 2 – Aplicación de Método de Huff para la estación del IRHi (SDE)

			% de tormentas			
	Intervalo	**Marca de Clase**	**1º Cuartil**	**2º Cuartil**	**3º Cuartil**	**4º Cuartil**
% de lámina acumulada	0% - 10%	5%	7%	0%	14%	7%
	10% - 20%	15%	43%	7%	43%	71%
	20% - 30%	25%	64%	57%	79%	86%
	30% - 40%	35%	79%	86%	100%	93%
	40% - 50%	45%	100%	86%	100%	100%
	50% - 60%	55%	100%	93%	100%	100%
	60% - 70%	65%	100%	100%	100%	100%
	70% - 80%	75%	100%	100%	100%	100%
	80% - 90%	85%	100%	100%	100%	100%
	90% - 100%	95%	100%	100%	100%	100%
% de lámina acumulada para 50 % de tormentas			**25,76%**	**31,55%**	**24,29%**	**18,40%**

Además el método de OI da por encima en un 15 y 4% que el método de DA en el 2º y 3º cuartil respectivamente y un 3% menor en el 1ºcuartil para la estación del IRHi, lo que puede visualizarse en la Figura 2.

Aplicando el método de OI para las demás estaciones los resultados son los siguientes:

En la Tabla 3 se muestran los resultados de la aplicación del Método de Pillgrim para la estación de INTA (Frías). Se puede observar que los porcentajes de precipitación acumulada son del orden del 17% para el 1º cuartil y del 63 % para el 2º Cuartil y que las intensidades picos se dan en el 2º cuartil.

En la Tabla 4 se dan los resultados correspondientes a Huff en donde se puede observar que para el 50% de probabilidad de ocurrencias de las tormentas el comportamiento no es el mismo en cuanto al ordenamiento de los cuantiles, ya que en este caso el 2º orden lo tiene el 3º cuartil. En cuanto a los valores acumulados son mayores hasta el 2º cuartil, lo que se observa en la Figura 3 y coinciden con el método anterior en que los valores picos se dan en 2º cuartil, aunque este método da un valor menor al de Pillgrim.

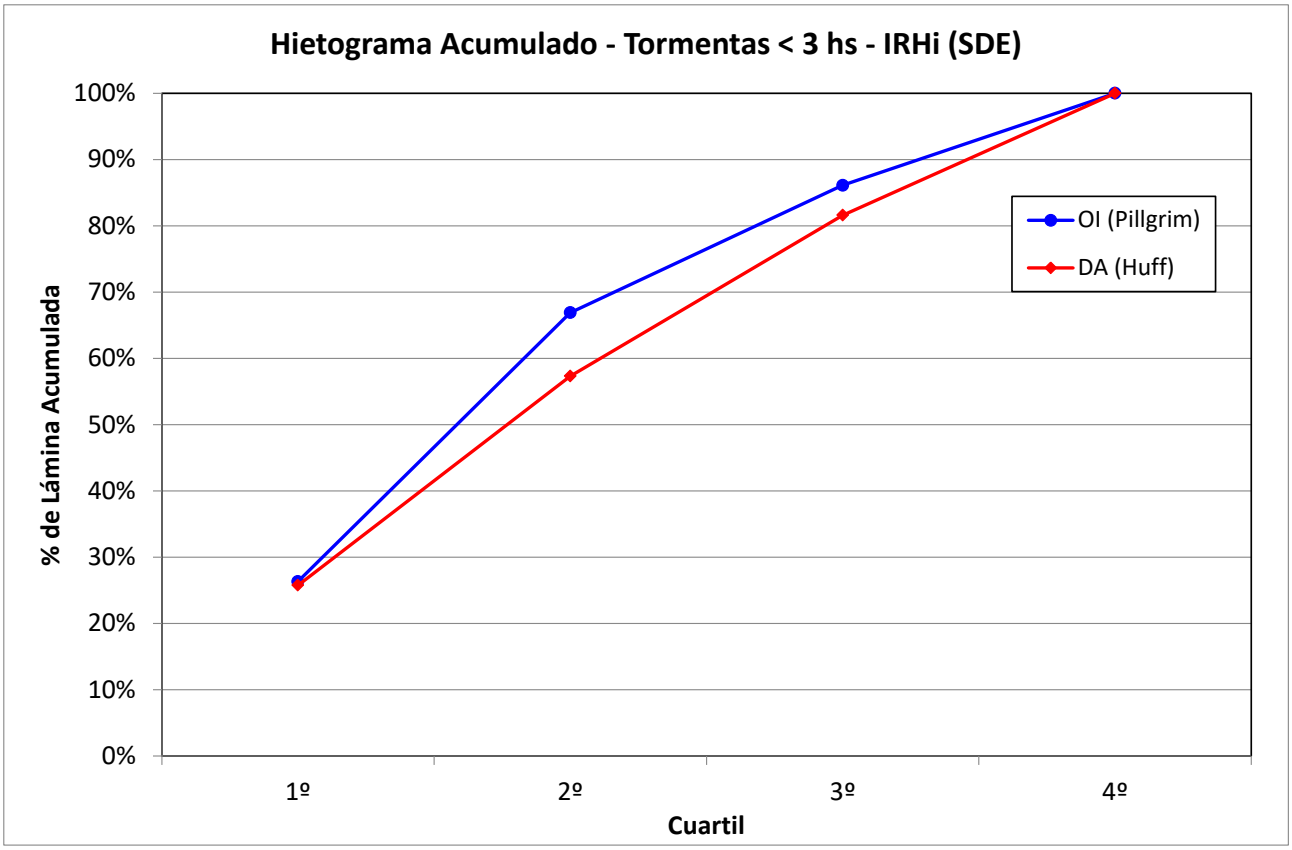


Figura 2 – Comparación de hietogramas acumulados en estación IRHi (SDE)

Tabla 3 – Aplicación de Método de Pillgrim para la estación del INTA (Frías)

Tormenta	Porcentaje de lámina por cuartil			
	1°	2°	3°	4°
1	41,24%	37,85%	14,69%	6,21%
2	77,10%	16,79%	3,82%	2,29%
3	2,50%	85,00%	10,00%	2,50%
4	33,33%	19,26%	28,89%	18,52%
5	3,09%	13,58%	62,96%	20,37%
6	19,34%	15,57%	43,87%	21,23%
7	29,49%	58,71%	8,43%	3,37%
8	28,45%	43,29%	17,31%	10,95%
9	5,62%	37,45%	37,83%	19,10%
10	21,67%	25,00%	12,08%	41,25%
11	17,69%	29,23%	27,31%	25,77%
12	10,27%	34,93%	44,86%	9,93%
13	30,06%	37,20%	28,87%	3,87%
14	38,46%	38,46%	17,52%	5,56%
15	20,17%	61,60%	11,33%	6,91%
16	7,05%	42,95%	26,92%	23,08%
17	35,00%	20,00%	38,33%	6,67%
18	38,55%	41,27%	17,17%	3,01%
19	22,84%	33,95%	37,65%	5,56%
20	47,11%	5,79%	26,45%	20,66%
21	15,04%	41,35%	32,33%	11,28%
22	32,91%	38,44%	20,85%	7,79%

Tormenta	Porcentaje de lámina por cuartil			
	1°	2°	3°	4°
23	46,93%	31,91%	13,48%	1,88%
24	16,30%	41,48%	18,52%	23,70%
Tipo	**16,72%**	**46,31%**	**28,67%**	**8,05%**

Tabla 4– Aplicación de Método de Huff para la estación INTA (Frías)

			% de tormentas			
	Intervalo	Marca de Clase	1º Cuartil	2º Cuartil	3º Cuartil	4º Cuartil
% de lámina acumulada	0% - 10%	5%	17%	4%	13%	54%
	10% - 20%	15%	38%	25%	46%	71%
	20% - 30%	25%	58%	33%	71%	96%
	30% - 40%	35%	83%	67%	88%	96%
	40% - 50%	45%	96%	88%	96%	100%
	50% - 60%	55%	96%	92%	96%	100%
	60% - 70%	65%	96%	96%	100%	100%
	70% - 80%	75%	100%	96%	100%	100%
	80% - 90%	85%	100%	100%	100%	100%
	90% - 100%	95%	100%	100%	100%	100%
% de lámina acumulada para 50 % de tormentas			**28,84%**	**38,82%**	**24,03%**	**8,32%**

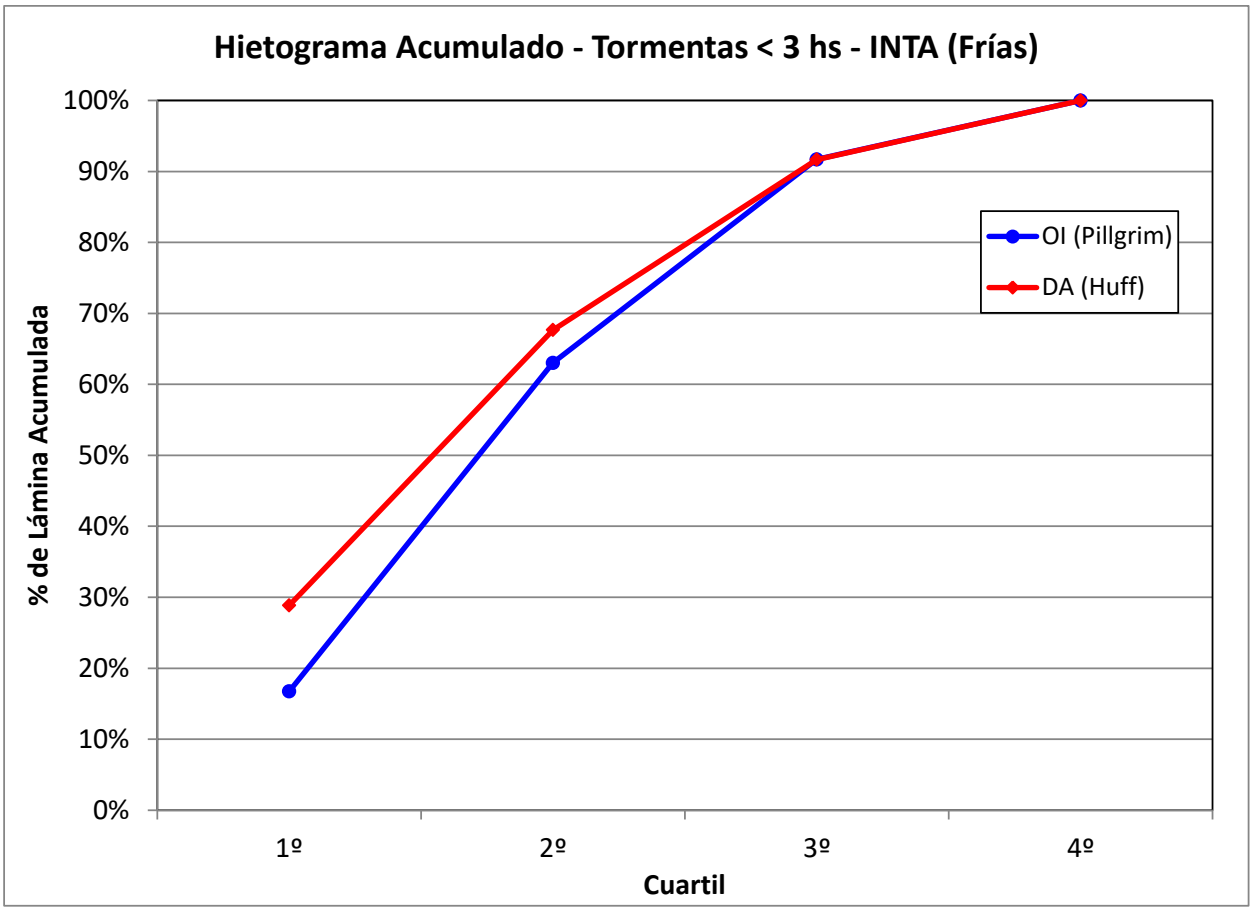


Figura 3 – Comparación de hietogramas acumulados en estación INTA (Frías)

En la Tabla 5 se muestran los resultados de la aplicación del Método de Pillgrim para la estación de INTA (Árraga). Se puede observar que los porcentajes de precipitación acumulada son

del orden del 15% para el 1º cuartil y del 63 % para el 2º Cuartil y que las intensidades picos se dan en el 2º cuartil.

En la Tabla 6 se dan los resultados correspondientes a Huff en donde se puede observar que para el 50% de probabilidad de ocurrencias de las tormentas el comportamiento no es el mismo en cuanto al ordenamiento de los cuantiles, es fluctuante siendo mayor para el 1º, similar para el 2º y menor para el 3º lo que se observa en la Figura 4. En cuanto a los valores picos se dan en 2º cuartil, aunque este método da un valor menor al de Pillgrim con una diferencia mayor al 10%.

Tabla 5 – Aplicación de Método de Pillgrim para la estación del INTA (Árraga)

Tormenta	**Porcentaje de lámina por cuartil**			
	1°	**2°**	**3°**	**4°**
1	76,39%	15,28%	2,78%	5,56%
2	28,93%	61,16%	9,92%	0,00%
3	11,64%	39,04%	39,73%	9,59%
4	38,89%	7,14%	34,92%	19,05%
5	4,63%	49,07%	36,11%	10,19%
6	5,98%	50,43%	23,93%	19,66%
7	38,85%	53,96%	7,19%	0,00%
8	5,22%	45,22%	49,57%	0,00%
9	0,00%	32,14%	63,39%	4,46%
10	5,61%	34,49%	45,45%	14,44%
11	14,22%	48,71%	26,29%	10,78%
12	14,48%	24,14%	53,79%	7,59%
13	9,58%	17,08%	55,83%	17,50%
14	30,34%	38,76%	23,03%	7,87%
15	20,21%	39,36%	28,72%	11,70%
16	30,00%	47,14%	16,43%	6,43%
17	31,75%	12,70%	34,66%	20,90%
18	50,31%	27,61%	12,27%	9,82%
19	47,83%	29,57%	10,43%	12,17%
20	23,29%	59,84%	9,24%	7,63%
21	40,66%	48,13%	7,88%	3,32%
22	49,12%	17,70%	18,58%	14,60%
23	5,13%	20,51%	55,56%	18,80%
24	40,00%	35,94%	18,55%	5,51%
25	21,56%	51,66%	19,77%	7,02%
26	50,78%	25,00%	10,94%	13,28%
27	21,84%	42,23%	14,56%	21,36%
28	28,91%	36,39%	22,79%	11,90%
29	61,39%	13,92%	14,87%	9,81%
30	18,02%	61,63%	12,79%	7,56%
31	15,13%	10,92%	46,22%	27,73%
32	12,86%	43,33%	30,00%	13,81%
33	30,72%	33,11%	23,21%	12,97%
34	24,68%	10,39%	40,91%	24,03%
35	39,13%	19,88%	31,06%	9,94%
Tipo	**15,15%**	**48,68%**	**28,23%**	**7,93%**

Tabla 6– Aplicación de Método de Huff para la estación INTA (Árraga)

			% de tormentas			
	Intervalo	Marca de Clase	1º Cuartil	2º Cuartil	3º Cuartil	4º Cuartil
% de lámina acumulada	0% - 10%	5%	20%	3%	14%	49%
	10% - 20%	15%	37%	26%	43%	89%
	20% - 30%	25%	60%	40%	63%	100%
	30% - 40%	35%	80%	63%	77%	100%
	40% - 50%	45%	89%	83%	89%	100%
	50% - 60%	55%	89%	83%	89%	100%
	60% - 70%	65%	97%	100%	100%	100%
	70% - 80%	75%	100%	100%	100%	100%
	80% - 90%	85%	100%	100%	100%	100%
	90% - 100%	95%	100%	100%	100%	100%
% de lámina acumulada para 50 % de tormentas			**27,28%**	**36,60%**	**25,10%**	**11,03%**

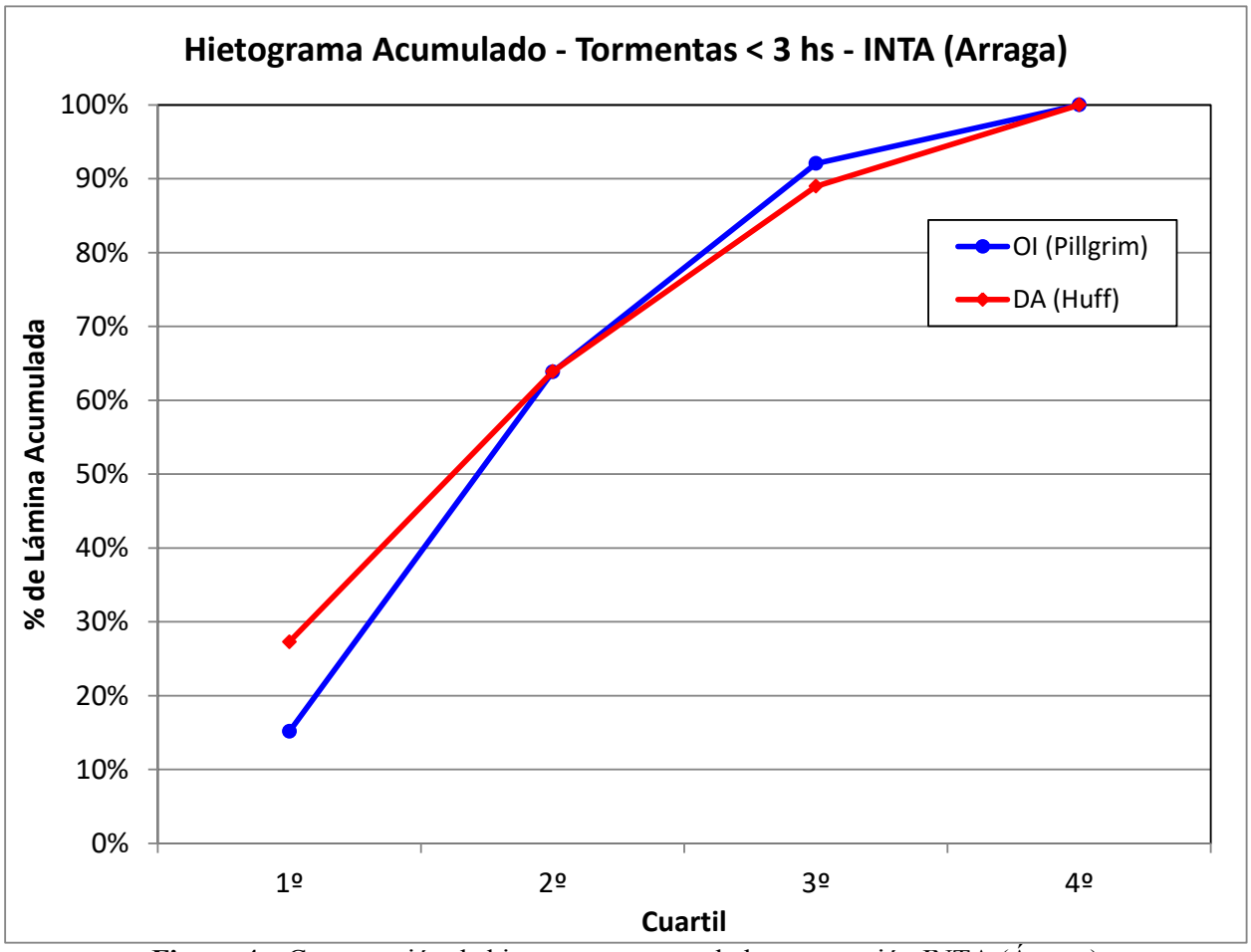


Figura 4 – Comparación de hietogramas acumulados en estación INTA (Árraga)

En la Tabla 7 se muestran los resultados de la aplicación del Método de Pillgrim para la estación de ITA-El Liberal (La Banda). Se puede observar que los porcentajes de precipitación acumulada son del orden del 13% para el 1º cuartil y del 48 % para el 2º Cuartil en el método de Pillgrim y que las intensidades picos se dan en el 3º cuartil.

En la Tabla 8 se dan los resultados correspondientes a Huff en donde se observa que para el 50% de probabilidad de ocurrencias de las tormentas el comportamiento no es el mismo en cuanto al ordenamiento de los cuantiles, dando el pico en el 2º a diferencia del anterior que daba en el 3º. La forma de la acumulación es semejante al caso del INTA (Frías) según se aprecia en la Figura 5.

En cuanto a los valores picos este método da un valor menor al de Pillgrim con una diferencia mayor al 15%.

Tabla 7 – Aplicación de Método de Pillgrim para la estación del ITA-El Liberal (Banda)

Tormenta	**Porcentaje de lámina por cuartil**			
	1°	**2°**	**3°**	**4°**
1	47,03%	51,70%	0,90%	0,37%
2	3,50%	87,30%	8,55%	0,65%
3	31,57%	63,62%	2,63%	2,18%
4	13,58%	78,20%	5,22%	3,00%
5	2,80%	16,97%	76,50%	3,73%
6	15,38%	26,07%	48,72%	9,83%
7	5,40%	49,80%	40,10%	4,70%
8	5,40%	83,60%	10,20%	0,80%
9	23,55%	34,81%	33,11%	8,53%
10	32,15%	10,73%	44,11%	13,02%
11	45,71%	18,49%	19,16%	16,64%
12	14,91%	11,81%	52,12%	21,16%
13	19,91%	14,51%	50,65%	14,93%
14	4,59%	15,12%	43,00%	37,29%
15	57,84%	17,35%	9,83%	14,97%
16	56,65%	35,68%	4,32%	3,35%
17	20,72%	25,39%	26,17%	27,73%
18	18,28%	16,98%	39,93%	24,81%
19	59,26%	27,01%	6,99%	6,74%
20	16,03%	27,85%	31,22%	24,89%
21	27,68%	31,25%	31,70%	9,38%
22	41,61%	47,65%	6,71%	2,01%
23	26,53%	27,55%	26,53%	19,39%
24	6,80%	31,07%	47,57%	14,56%
25	2,32%	58,33%	35,66%	6,69%
26	34,33%	30,00%	21,67%	14,00%
27	35,42%	22,08%	20,00%	22,50%
28	4,50%	37,80%	55,60%	2,10%
29	50,58%	37,88%	6,73%	4,81%
Tipo	**12,90%**	**27,93%**	**50,73%**	**8,44%**

Tabla 8– Aplicación de Método de Huff para la estación del ITA-El Liberal (Banda)

			% de tormentas			
	Intervalo	Marca de Clase	**1º Cuartil**	**2º Cuartil**	**3º Cuartil**	**4º Cuartil**
% de lámina acumulada	0% - 10%	5%	28%	0%	31%	55%
	10% - 20%	15%	48%	28%	41%	79%
	20% - 30%	25%	62%	52%	52%	97%
	30% - 40%	35%	76%	72%	69%	100%
	40% - 50%	45%	86%	79%	86%	100%
	50% - 60%	55%	86%	79%	86%	100%
	60% - 70%	65%	100%	90%	97%	100%
	70% - 80%	75%	100%	93%	100%	100%

	80% - 90%	85%	100%	100%	100%	100%
	90% - 100%	95%	100%	100%	100%	100%
% de lámina acumulada para 50 % de tormentas			**24,50%**	**33,77%**	**32,67%**	**9,06%**

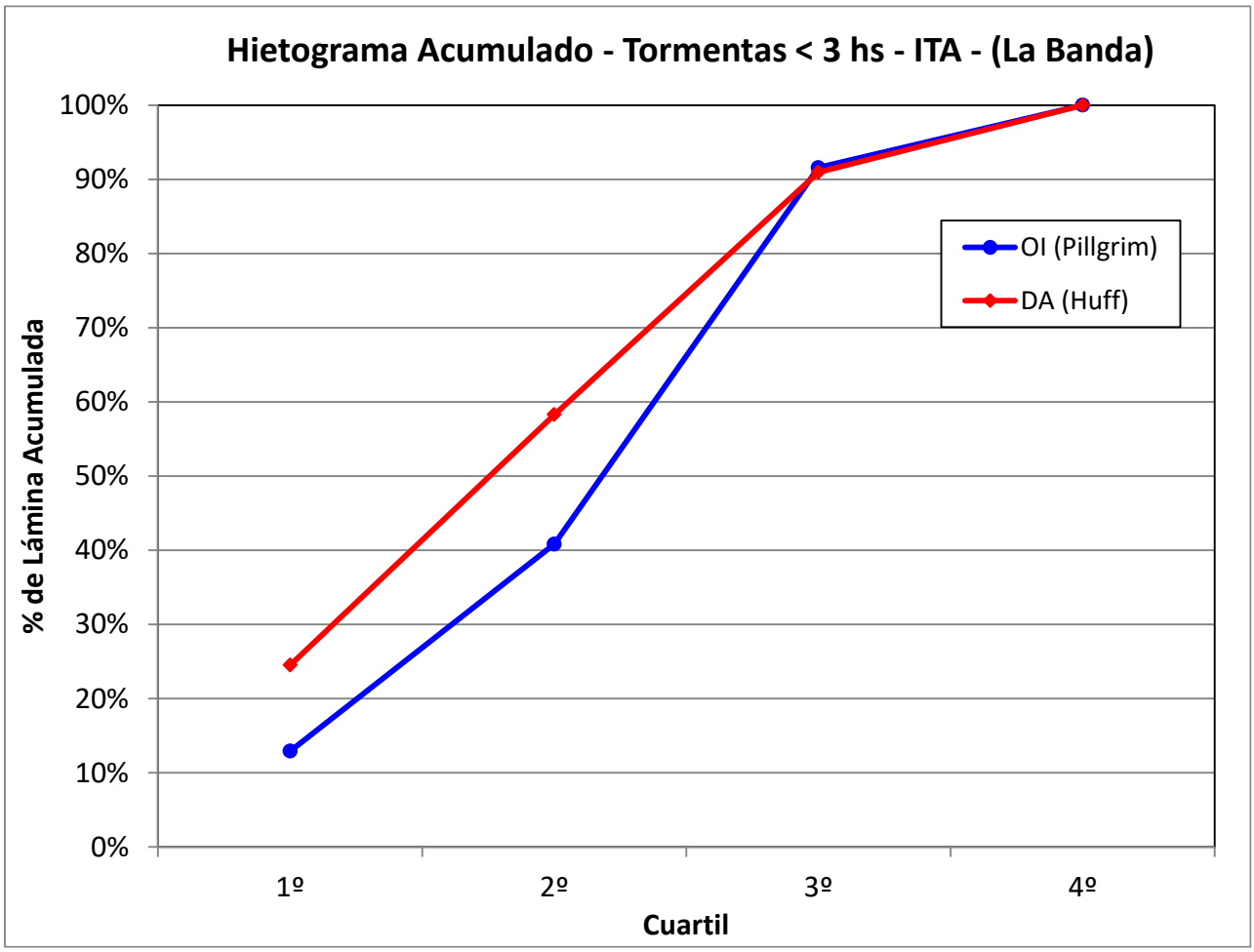


Figura 5 – Comparación de hietogramas acumulados en estación ITA – El Liberal (La Banda)

CONCLUSIONES

La aplicación de las dos metodologías a los datos históricos, sobre las cuatros localidades de la provincia de Santiago del Estero permiten hacer las siguientes conclusiones generales y particulares:

El comportamiento de las tormentas en las localidades analizadas es prácticamente homogéneo con las intensidades picos que se producen en el 2º cuartil, a excepción de La Banda en donde en las tormentas entre 2 a 3 hs. se da en el 3º Cuartil para el método de Pillgrim.

Que el método de OI da valores mayores a DA con valores que no superan el 15% para el caso de la Estación IRHi, lo que su adopción estaría del lado de la seguridad en el diseño con un error aceptable desde el punto de vista hidrológico.

Que el método de OI da valores menores que el DA con valores que no superan el 20% para el resto de las estaciones, por lo que se recomienda tener una mayor longitud de registros que sean más representativos y ver si dichas diferencias se reducen.

Los porcentajes acumulados hasta el 2º cuartil, en el orden del 65%, permiten inferir una situación favorable para el proceso lluvia-escorrentía, ya que para eventos aislados generaría que el proceso de infiltración atenúe el pico del Hietograma y por ende el pico del Hidrograma sea menor.

El método de Pillgrim da un porcentaje de precipitación pico del orden del 46,5% para el 2º cuartil y el de Huff de 35,2%.

Estos avances en el procesamiento de los registros históricos pluviográficos serán contrastados con otros procedimientos como el IMA, que se usan para la obtención de las IDF se obtiene de las IMA, de manera de comparar con el método de bloque alterno o de Intensidad Instantánea a los fines de definir un criterio de aplicación en la zona de estudio.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Caamaño Nelli G y Dasso C. (2003) "Lluvias de diseño: conceptos, técnicas y experiencias. Editorial: Universitas. ISBN: 9879406435, 222 paginas. Córdoba, Argentina.

Caamaño Nelli G, Dasso C., García Calos M. y Mascuka E. (2013) "Validez de la Técnica e Intensidad Instantánea para la Extracción de Hietogramas de Diseño Típicos". Cuadernos del CURIHAM, Vol. 19, Año 2013.

Chow, V.T., D.R. Maidment D.R. y Mays L.W. (1994)."Tormentas de Diseño. Cap. 14. pp. 455-505. Hidrologia Aplicada". ISBN:958-600-171-7. Mc Graw-Hill Interamericana S.A. Santa Fe de Bogotá, Colombia.

Huff, F. A. (1967). "Time Distribution of Rainfall en Heavy Storms". Water Res. Research, Vol. 3, Nº 4, 1007-1019. USA.

Huff, F. A. (1990). "Time Distributions of Heavy Rainstorms in Illinois". ISWS/CIR-173/90 Circular 173. State of Illinois. Departament of Energy and Natural Resources

Pilgrim, D.; Cordery, I. y French, R. (1969). "Temporal Patterns of Design Rainfall for Sydney". Civil Engineering Transactions, Vol. CE 11, Nº 1. The Institution of Engineers. Sydney, Australia.

Ponce, V.M. (1994). "Engineering Hydrology – Principles and practices". Prentice Hall, EnglewoodCliffs, N. Jersey 07632; 637 p.

Vasková, I. y Francés García, F. (2004). "Cálculo de hietogramas de diseño con incorporación de las propiedades de escala y dependencia temporales de la precipitación". XXI Cong. Latinoamericano de Hidráulica. IAHR Res. p.74. São Pedro, Brasil

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

UTILIZAÇÃO DO MODELO CAESAR-LISFLOOD NO MAPEAMENTO DE PERIGO POR INUNDAÇÃO BRUSCA. ÁREA URBANA DO MUNICÍPIO DE SÃO VENDELINO/RS, BRASIL

Fernando Campo Zambrano; Masato Kobiyama
Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH), Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental (PPGRHSA), Av. Bento Gonçalves, 9500, Porto Alegre/RS – Brasil, e-mail: fernando.zambrano@ufrgs.br, masato.kobiyama@ufrgs.br

RESUMO: O aumento da ocorrência de desastres hidrológicos relacionados a inundações bruscas tem recebido maior atenção dos diversos órgãos em suas diferentes escalas, com o objetivo de reduzir ao máximo suas causas. Justamente por isso, as medidas não estruturais são medidas de extrema importância na prevenção de tais desastres. Portanto, o objetivo do trabalho foi elaborar o mapa de perigo de inundações bruscas por meio do modelo CAESAR-Lisflood na bacia do arroio Forromeco-RS. Em escala de bacia foram gerados hidrogramas a partir da criação de chuvas de projeto para diferentes tempos de retorno (TR), considerando como base o maior evento registrado nessa bacia associado a um TR de 22 anos. Esses hidrogramas foram utilizados nas simulações em escala de canal para gerar os diferentes mapas de inundação em termos de profundidade e velocidade do fluxo da água. Para analisar as áreas de perigo de inundação, foram determinados os índices de perigo (IP) associados aos diferentes TR, a partir da profundidade e a velocidade d'água. Através das análises do resultado de IP foi criado o mapeamento final de perigo associado a três tempos de retorno (5, 22, e 100 anos). Além disso, estabeleceu-se três zonas para identificar os níveis de perigo, considerando o cenário mais crítico dos três mapas. Os resultados mostraram que a maior área inundada se encontra em alto perigo, ocupando 77% da área total. Isso, mostra que as pessoas que moram nessa região estão em perigo tanto em casa, como fora delas. Ao mesmo tempo as construções estão em alta possiblidade de serem danificadas.

ABSTRACT: The increase in the occurrence of hydrological disasters related to flash flood has begun to more important for several organs at different in order to reduce their magnitude and frequency as much possible. Precisely because of it, non-structural measures are extremely important measures for preventing such disasters. Therefore, the objective of the work was to elaborate the flash flood hazard mapping, using the CAESAR-Lisflood model in the Forromeco river basin. At basin scale hydrographs were generated from the creation of project rains for different return times (TR), considering as the basis the largest event recorded in this basin associated to a TR of 22 years. These hydrographs were used in channel scale simulations to generate the different flood maps in terms of depth and velocity of water flow. In order to analyse the flood hazard areas, the hazard indexes (IP) associated with the different TR were determined from the depth and water velocity. Through the IP result analysis, the final hazard mapping associated with three return times (5, 22, and 100 years) was created. In addition, three zones were established to identify the hazard levels, considering the most critical scenario of the three maps. The results showed that the largest flood area is in high degree hazard, occupying 77% of the total area. It indicates that people are in danger both inside and outside houses. At the same time buildings are in high possibility of being damaged.

PALAVRAS-CHAVES: Desastres Hidrológicos, Inundação Brusca, Mapeamento de Perigo.

INTRODUÇÃO

Os desastres naturais são definidos como um sério distúrbio no funcionamento de uma comunidade, ocasionado impactos econômicos, ambientais e perdas humanas. O banco de dados do *Emergency Events Database* (EM-DAT) demostra que os desastres naturais vêm aumentando consideravelmente, sendo os desastres hidrológicos caracterizados principalmente por inundações os mais representativos em termos de ocorrências, como em impactos humanos em escala global.

Segundo CEPED-UFSC (2013), os tipos de desastres que mais afetam a população no Brasil é a estiagem, com 51,31%, seguido de inundações com 32,07%. No entanto, o desastre que causa o maior número de mortes, são as inundações bruscas.

Embora existam diversas causas no aumento da ocorrência de desastres hidrológicos, como é o caso de alterações climáticas que podem gerar significativos impactos sobre o regime hidrológico, a ocupação de áreas susceptíveis à ocorrência de fenômenos hidrológicos extremos é uma das principais. Tal ocupação muitas vezes ocorre pela falta de conhecimento e conscientização do perigo e risco por parte da população, como de um mal planejamento não adequado no ordenamento de ocupação territorial por parte das instituições encarregadas.

Assim, o aumento de ferramentas voltadas à redução de desastres hidrológicos, como é o mapeamento, leva a um adequado ordenamento territorial que, por conseguinte levará a uma apropriada gestão de desastres. Neste contexto, o objetivo do presente trabalho foi elaborar um mapa de perigo de inundações bruscas por meio do uso do modelo CAESAR-Lisflood desenvolvido por Coulthard et al. (2013).

METODOLOGIA

Área de estudo

A área de estudo, a bacia do arroio Forromeco, situa-se no estado do Rio Grande do Sul – Brasil, entre os municípios de Farroupilha, Barão, Carlos Barbosa, São Vendelino, Alto Feliz e Bom Princípio. Possui uma área de 288 km^2, perímetro de 85 km e sua altimetria varia entre 85 e 790 m (Figura 1).

Para gerar o mapeamento de perigo de inundações a partir da propagação do escoamento, foi selecionado um trecho do arroio Forromeco que atravessa a cidade de São Vendelino, devido à existência de um histórico de inundações bruscas que este município tem sofrido. Por exemplo, o evento ocorrido em 28/07/1982, que ocasionou grandes prejuízos na cidade (Zambrano, 2017). Este trecho é caracterizado por apresentar uma planície de inundação, relativamente estreita, com também um canal sinuoso (Figura 1). O comprimento desse trecho é de 3,76 km, largura média de 33 m, e profundidade média de 6 m.

Dados hidrológicos utilizados

Para a determinação dos hietogramas de entrada para as simulações hidrológicas no modelo CAESAR-Lisfood, foi utilizado o maior evento registrado que ocorreu o 28/07/1982. Além disso, levou-se em consideração a teoria apresentada por Monteiro e Kobiyama (2014), na qual afirmaram que, quanto mais tardar o pico do hietograma em ocorrer, maior será a vazão de pico. Isso fornecerá, consequentemente, maior abrangência na inundação. Assim, o presente trabalho adotou o pico do hietograma a 75% da duração total da precipitação.

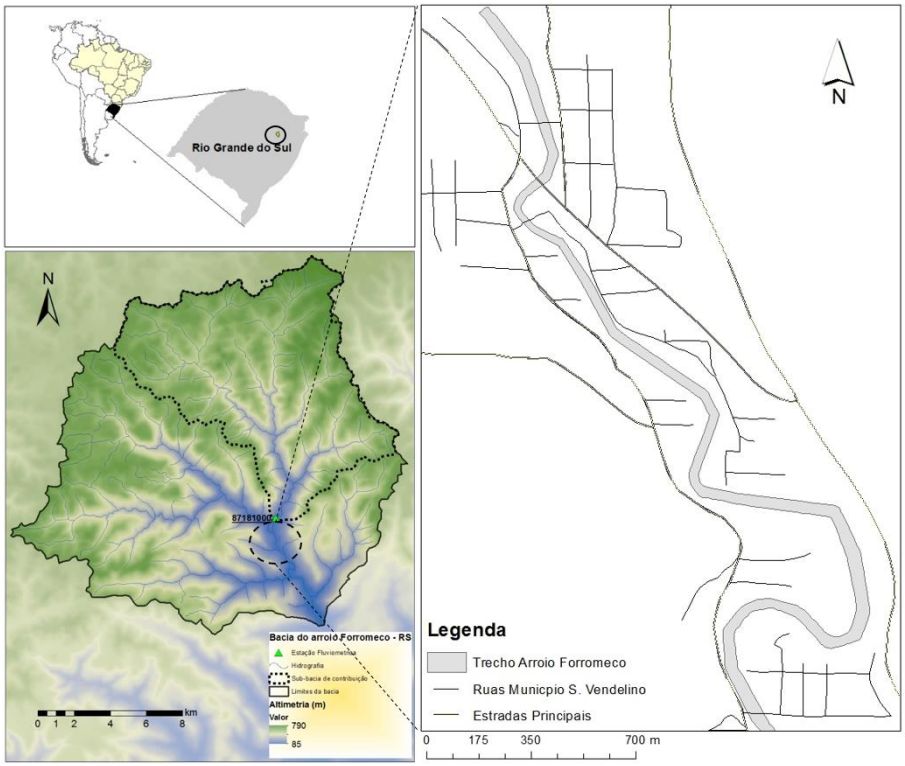


Figura 1 – Localização da área de estudo e sua altimetria.

Dados topográficos utilizados

Os dados topográficos utilizados na simulação computacional foram um Modelo Digital do Terreno (MDT) criado a partir de dados disponíveis para o estado de Rio Grande do Sul e dados topográficos levantados em campo (pontos cotados e seções transversais). Isto, permitiu representar um MDT com as condições mais precisas, tanto no canal como na planície.

Desta forma, considerando a largura estreita do trecho de rio selecionado, a resolução final do MDT foi de 5 m.

Aplicação do CAESAR-Lisflood

Para simulação dos processos hidrológicos na bacia de estudo, foi aplicado o modelo chuva-vazão TOPMODEL acoplado ao modelo CAESAR-Lisflood. Para isto, inicialmente realizou-se a calibração do modelo através da analises estatísticas da comparação de dados observados de vazões, a fim de avaliar os resultados com o TOPMODEL obtidos por Zambrano et al. (2015). Aqui, nota-se que o TOPMODEL no CAESAR-Lisflood é uma versão bastante simplificada do seu modelo original proposto por Beven e Kirkby (1979).

O escoamento gerado com o TOPMODEL serviu como dados de entrada ou condição de contorno para as simulações hidrodinâmicas. Para propagação do escoamento, CAESAR- Lisflood utiliza o modelo inercial bidimensional LISFLOOD-FP. Assim, a fim de calcular o fluxo Q em todas as direções entre as células, o modelo utiliza uma formulação derivada a partir da equação de momento, na forma unidimensional, das equações de Saint Vennant.

$$Q = \frac{q - g \cdot h_t \cdot \Delta t \cdot \frac{\Delta(h+z)}{\Delta x}}{\left(1 + g \cdot h_t \cdot \Delta t \cdot n^2 \cdot |q| / h_t^{10/3}\right)} \Delta x \qquad [1]$$

onde q é o fluxo entre as células na iteração anterior; g é a aceleração gravitacional; n é o coeficiente de rugosidade de Manning; h é a profundidade da água; z é a elevação; h_t é a profundidade máxima de fluxo entre as células; Δx é a largura da célula; e Δt é o tempo. Esta formulação é aplicada nas duas direções horizontais a fim de simular o escoamento em duas dimensões sobre o *raster*.

Uma vez calculados os fluxos nas quatro direções da célula, estima-se a profundidade da água, a partir da discretização da equação de conservação de massa.

$$\frac{\Delta h^{i,j}}{\Delta t} = \frac{Q_x^{i-1,j} - Q_x^{i,j} + Q_y^{i,j-1} - Q_y^{i,j}}{\Delta x^2} \qquad [2]$$

onde i e j são as coordenadas da célula; e Δt é o intervalo de tempo adequado para o modelo, que é controlado pela condição de Courant Freidrichs Lewy, para garantir uma simulação estável para a maioria das situações de fluxo, assegurando assim maior estabilidade numérica do modelo.

A partir dos resultados que o modelo hidrodinâmico fornece, é criado o mapa de inundação que está relacionado a um tempo de retorno (TR), para assim, posteriormente elaborar o mapa de perigo de inundação.

Mapeamento de perigo de inundação

Para a criação do mapeamento de perigo de inundação foi necessário quantificar ou definir o nível de perigo. PREVENE (2001) propôs uma caraterização a partir de diferentes níveis de perigo que variam em função da probabilidade, em termos do tempo de retorno e em função da intensidade através do índice de perigo (Figura 2).

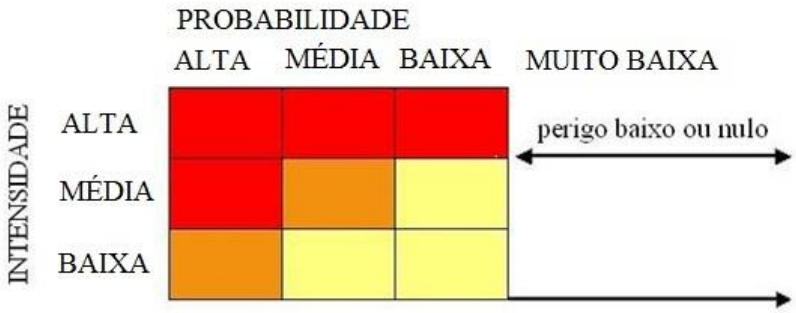


Figura 2.- Níveis de perigo associados ao período de retorno e a intensidade

Para a definição do índice de perigo, Stephenson (2002) desenvolveu diferentes tipos de perigo ligado diretamente ao seu potencial destrutivo. Este índice permite calcular o tipo de perigo em função da profundidade e a velocidade da água.

$$IP = h \cdot v \qquad [3]$$

onde h é a profundidade da água (m); e v é a velocidade do escoamento em ($m.s^{-1}$).

No entanto, as inundações têm respostas hidrologicamente diferentes dependendo das suas características geomorfológicas, o que leva a que o tipo de perigo de inundação esteja sujeito a sua resposta. Por exemplo, baixas profundidades e velocidades do escoamento, determinarão um tipo de perigo menor, visto que, os prejuízos em sua maioria serão econômicos. No entanto, para altas profundidades e velocidades do escoamento, geralmente conhecidas como inundações bruscas, o tipo

de perigo será maior, ao envolver tanto danos materiais como perdas humanas (Figura 3).

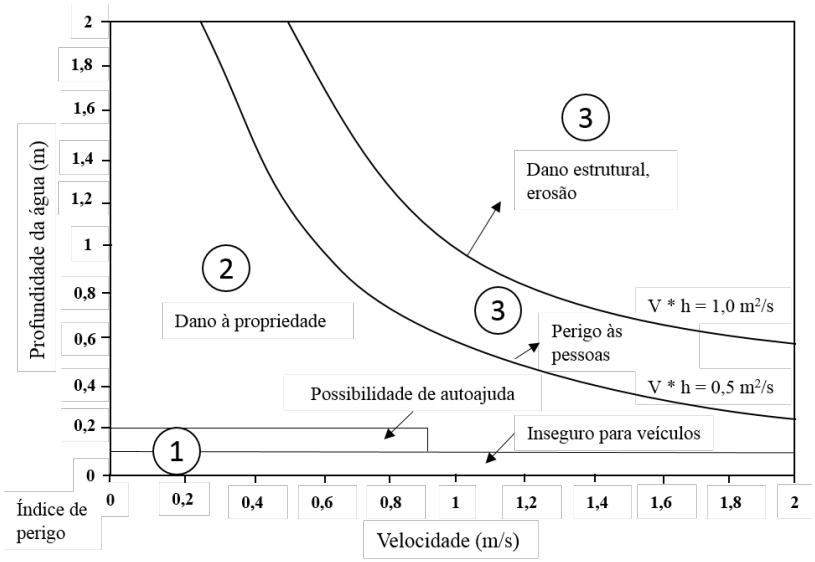


Figura 3.- índices de perigo associados à profundidade e velocidade do escoamento

RESULTADOS E DISCUSSÕES

Mapeamento de áreas de inundação

Para propagação do escoamento gerado a partir dos processos hidrológicos, realizou-se a calibração do modelo hidrodinâmico em termos da extensão da área inundada através dos resultados simulados e observados do evento extremo ocorrido em junho de 1982. Embora as comparações das simulações com os dados observados tenham apresentado um bom ajuste, houve algumas diferenças em termos de níveis máximos atingidos. Esta diferença pode ser explicada devido às alterações do terreno ao longo do tempo, conforme o relatado por moradores e o observado em campo. Além disso, a não consideração de estruturas, como pontes, poderia também ter influenciado no ajuste.

Posteriormente, os resultados das simulações hidrodinâmicas foram comparados em termos de área inundada, profundidade e velocidade do escoamento (Figura 4). As áreas inundadas aumentam com o aumento do TR apresentando uma boa correlação de $R^2 = 0,958$ (Figura 5a). Este resultado já era esperado considerando as diferenças entre as vazões de pico.

Observa-se que a distribuição de profundidade para os diferentes valores de TR é similar. A medida que a profundidade aumenta a sua frequência diminui. No entanto, a distribuição de frequências de velocidades teve o mesmo comportamento para os TR de 5, 22, e 50 anos. Quanto maior a velocidade, menor é sua frequência. Nos TRs de 100 e 200 anos, o comportamento de distribuição de frequências teve uma variação em relação aos outros apresentando as maiores frequências para as velocidades de 1 e 2 m/s (Figura 5b).

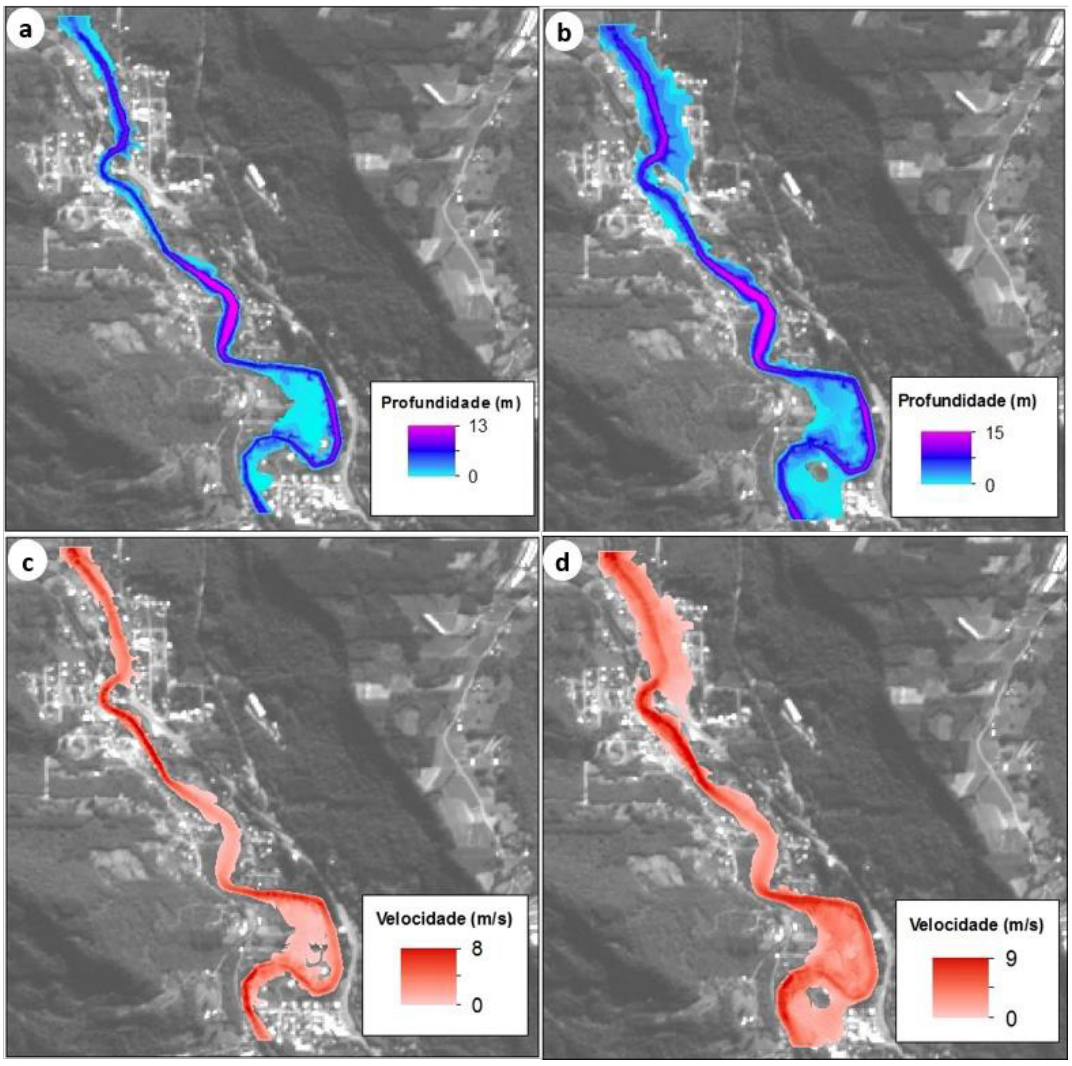


Figura 4.- Mapas de inundação em termos de profundidade e velocidade da água. a) e c) Tr=5 anos, b) e d) Tr=200 anos

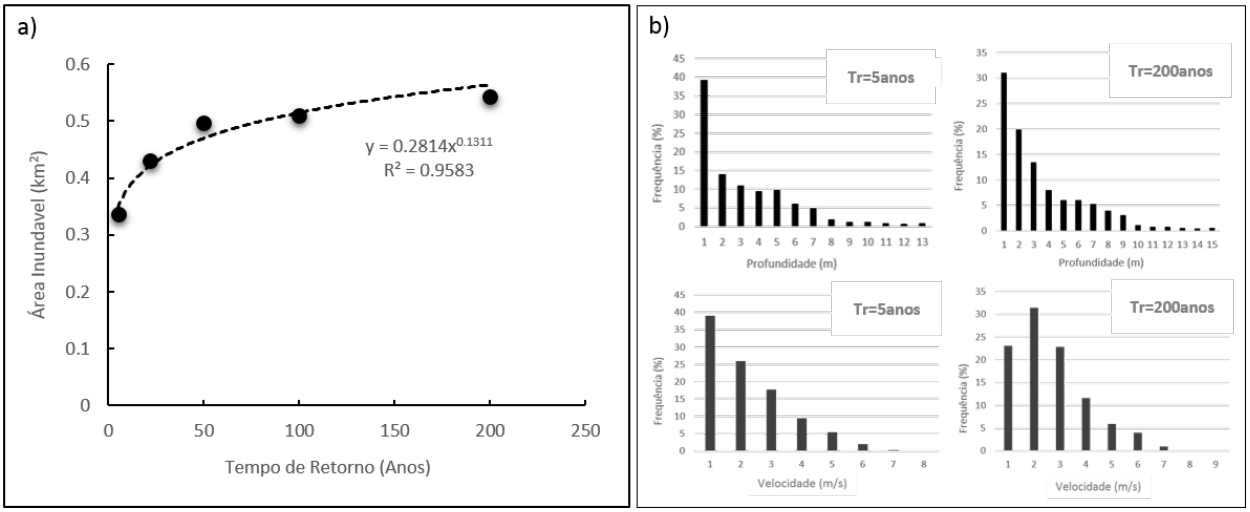


Figura 5.- Resultados das simulações: a) Área inundável para diferentes TR e b) Distribuição de frequências em função da profundidade e velocidade da água para TR=5 e TR=200 anos.

Determinação do índice de perigo de inundação

Na determinação do índice de perigo foram utilizados os mapas de inundação associados a diferentes TR em função da profundidade e velocidade da água. O cálculo foi realizado para a maior área inundada e definidos como IP_1 para perigo baixo, IP_2 para perigo médio e IP_3 para perigo alto.

Os resultados mostram que a maior área dentro da inundação apresentou um alto perigo. Isto aconteceu para os diferentes TR, com um aumento potencial (Figura 6). Por exemplo, para TR = 5 e TR = 200 anos a área de alto perigo representou 71 e 81% da área total inundada. Além disso, a segunda maior área apresentou um perigo baixo, seguido de um perigo médio. Em termos de porcentagem, tomando os TR de 5 e 200 anos, a área de baixo perigo representou 25% e 14%, e para a área de perigo médio 4% e 5% da área total inundada.

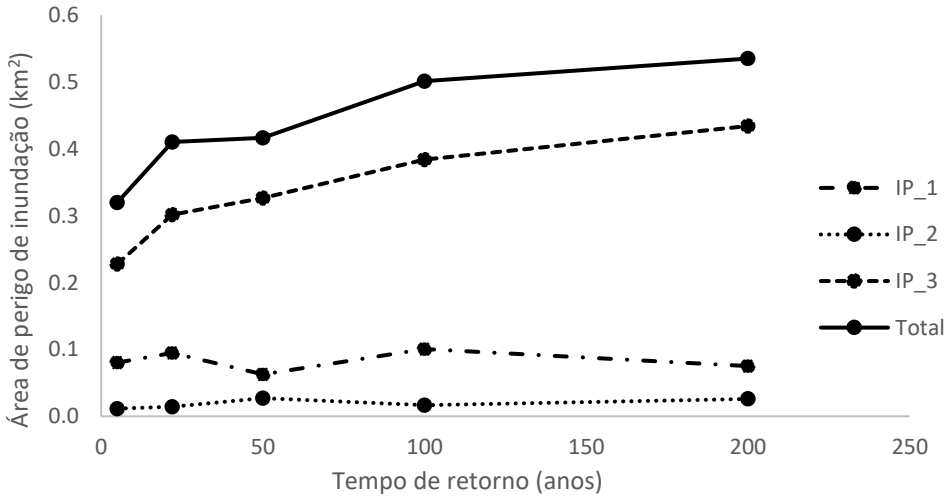


Figura 6.- Tipos de perigo de inundação associados a diferentes tempos de retorno.

Contudo, pode-se dizer que estes resultados coincidem com a região de estudo, ao considerar que a criação do índice de perigo é tanto função da profundidade como velocidade, sendo que o tipo de inundação que esta região apresenta está caracterizada pelas elevações repentinas das vazões com altas velocidades.

Mapa final de áreas de perigo de inundações

A elaboração de um único mapa de áreas de perigo de inundações foi realizada através da quantificação dos níveis de perigo proposto por PREVENE (2001). Estes níveis estão relacionados em função da frequência em termos de TR e da intensidade em termos do índice de perigo.

Contudo, foram considerados três TR de 5, 22 e 100 anos, sendo que após de 100 anos a área inundável é quase constante. Desta forma, estimou-se o mapa final dando preferência ao nível de perigo mais alto (Figura 7).

Estes resultados demostram que a área atingida pela inundação, associada a diferentes TRs no município de São Vendelino, encontra-se em um alto perigo, ocupando 77% da área total inundada. Isto significa que a população está em perigo, tanto dentro quanto fora de suas casas, e que as construções podem sofrer danos consideráveis, com alta possibilidade de serem destruídas.

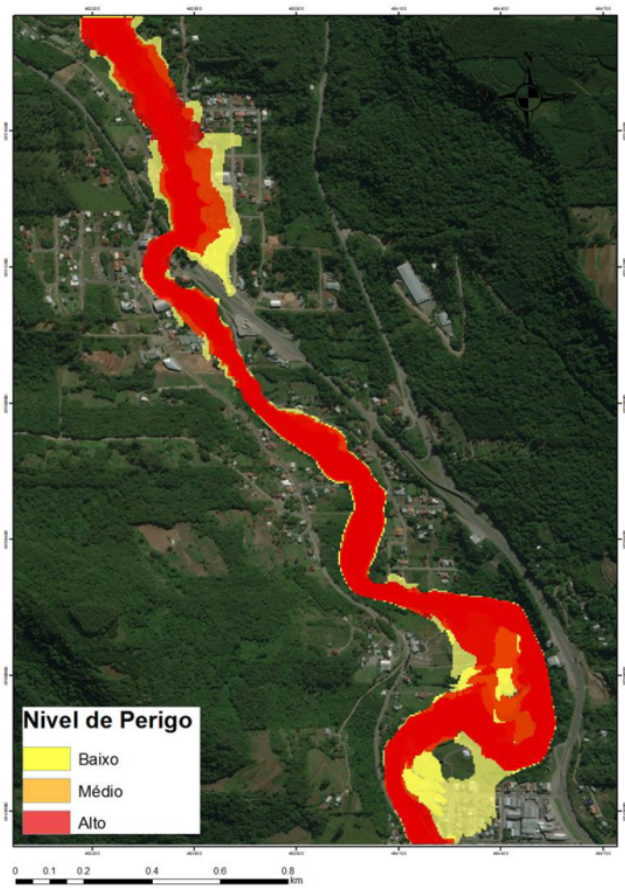


Figura 7.- Mapa de áreas de perigo de inundação para o município de São Vendelino/RS

CONSIDERAÇÕES FINAIS

O mapeamento de perigo de inundação contribui no entendimento, descrição e avaliação dos processos que ocasionam inundações, além de ser uma ferramenta importante no gerenciamento de desastres naturais. Por tanto recomenda-se para o município de São Vendelino, que sejam aplicadas medidas de baixo custo e de fácil implementação (medidas não estruturais), considerando o alto perigo a inundações bruscas, ao qual este município está exposto.

REFERÊNCIAS

Beven, K; Kirkby, M. (1979). Physically Based Variable Contributing Area Model of Basin Hydrology. Hydrological Science Bulletin. v. 24, pp. 43 – 69.

CEPED–UFSC (2013). Atlas Brasileiro de Desastres Naturais 1991 a 2012. 2 ed rev. ampl. Florianópolis: UFSC.

Coulthard, T. J.; Neal, J. C.; Bates, P. D.; Ramirez, J.; Almeida, G. A. M.; Hancock, G. R. (2013). Integrating the LISFLOOD-FP 2D hydrodynamic model with the CAESAR model: implications for modelling landscape evolution. *Earth Surface Processes and Landforms*. v. 38, pp. 1897-1906

Monteiro, R. L.; Kobiyama, M. (2014). Proposta de metodologia de mapeamento de perigo de inundação. *REGA*. v. 10, n. 2, p. 13-25.

PREVENE. (2001). "Contribution to Natural Disaster Prevention in Venezuela". Cooperation: Venezuela – Switzerland. PNUD.

Stephenson, D. (2002). Integrated flood plain management strategy for the Vaal. *Urban Water*, v. 4, p. 425-430.

Zambrano, C.F (2017). "*Avaliação do perigo de inundações bruscas por meio de modelagem hidrogeomorfológica: Estudo de caso, bacia do arroio Forromeco-RS*" Dissertação de Mestrado IPH/UFRGS. Porto Alegre.

Zambrano, C. F.; Kobiyama, M.; Michel, G. P.; Pereira, M.A.; Barragan, M. L. (2015). Estudo preliminar do balanço hidrico da bacia do arroio Forromeco-RS com o modelo CAESAR-Lisflood. XXI *Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos*. Brasília.

IAHR AIIH

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

MODELACIÓN HIDROLÓGICA DISTRIBUIDA DEL ARROYO TORTUGAS (SISTEMA CARCARAÑÁ – CÓRDOBA, ARGENTINA)

Eliana Jorquera[1], Javier Alvarez[1,2], C. Marcelo García Rodríguez[1,2], Paolo Gyssels[1] y Micaela Pacher [1]

[1]Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales (FCEFyN), Universidad Nacional de Córdoba (UNC). Av Filloy s/n, Ciudad Universitaria, CP 5000, Córdoba, Argentina

[2]Instituto de Estudios Avanzados en Ingeniería y Tecnología (IDIT CONICET/UNC). FCEFyN, Av. Vélez Sarsfield 1611, Ciudad Universitaria, Córdoba, Argentina.

elianajor@gmail.com, javieralvarez.ic@gmail.com, cgarcia2mjc@gmail.com, pgyssels@gmail.com

RESUMEN:

El objetivo de este trabajo, es calibrar y validar un modelo hidrológico distribuido y por eventos en la cuenca del Arroyo Tortugas, también conocido como Canal San Antonio, uno de los principales tributarios al río Carcarañá. Para esto se busca representar con las simulaciones, las inundaciones estimadas con el procesamiento de imágenes satelitales y los caudales aforados, a partir de precipitaciones observadas en toda la extensión de la cuenca de estudio.

Entre los principales resultados, se han obtenido las inundaciones que genera el pico de un hidrograma de simulación que se compararon con las inundaciones observadas con el procesamiento de imágenes satelitales. Sin embargo, se han observado diferencias en magnitud, que pueden deberse en primer lugar a que la imagen satelital fue reconstruida con información de entre 5 y 13 días después del evento simulado. Además, se supone que esto puede deberse también a la baja cobertura espacial de Landsat para las dimensiones del área de estudio, y a que en el día del evento las imágenes disponibles cubren del orden del 50% de la cuenca con nubosidad, dificultando realizar el análisis de imágenes satelitales. En segundo lugar, la simulación es realizada para el evento del 17 de Enero, esperándose que en el transcurrir de los días la cuenca logre drenar gran parte de este caudal, reteniendo en depresiones y canales los remanentes del evento y los aportes de las napas subterráneas.

ABSTRACT:

The objective of this work is to calibrate and validate an event-based and distributed hydrological model in the Arroyo Tortugas basin, also known as Canal San Antonio, one of the main tributaries to the Carcarañá River. For this, with the simulations it is sought to estimate floods observed in the satellite image processing and the measured flows, from rainfall observations in the whole extension of the study basin.

Among the main results, the floods generated by the hydrograph-peak of the simulation agree with the floods observed of the satellite images processed. However, the differences between them, mainly in magnitude, may be due firstly because the satellite image was reconstructed with information between 5 and 13 days after the simulated event. It is assumed that this may be due to the low spatial imagery coverage for the dimensions of the study area, since on the day of the event the available images cover the order of 50% of the basin with cloudiness, making it difficult to perform satellite image analysis. Secondly, the simulation is carried out for the event of January 17, and, in the course of the days, the basin should manage to drain a large part of this flow, retaining in depressions and channels the remnants of the event and the contributions of the underground flows.

PALABRAS CLAVES: Simulación Hidrológica; Arroyo Tortugas.

INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

Un modelo hidrológico busca representar los diferentes procesos involucrados en la transformación lluvia-caudal en una determinada cuenca. De acuerdo a la discretización espacial de la cuenca, se tienen modelos agregados, que consideran la cuenca como una superficie homogénea y modelos distribuidos que permiten considerar la heterogeneidad de parámetros y variables de estado. En este trabajo se implementa el modelo distribuido TREX (England et al., 2007, Velleux et al., 2008, Velleux et al., 2017) debido a la fuerte base física en la conceptualización de los procesos.

En este trabajo se busca calibrar el modelo hidrológico a partir de la comparación con aforos puntuales y lo observable mediante imágenes satelitales Landsat 8.

ÁREA DE ESTUDIO

El sistema de estudio seleccionado fue la cuenca del canal San Antonio - arroyo Tortugas (Figura 1, de 12.315 km^2) es una importante cuenca de aporte a la cuenca baja del Río Carcarañá. Se ubica al centro-este de la Provincia de Córdoba y del oeste de la Provincia de Santa Fe. Al norte, esta cuenca se extiende hasta la ciudad de San Francisco y al sur hasta proximidades de la localidad Cruz Alta. Este arroyo fue canalizado para transportar el agua proveniente de desagües pluviales urbanos y del escurrimiento superficial en campos de la región. La cuenca es principalmente de llanura, con pendiente media de 0.02%.

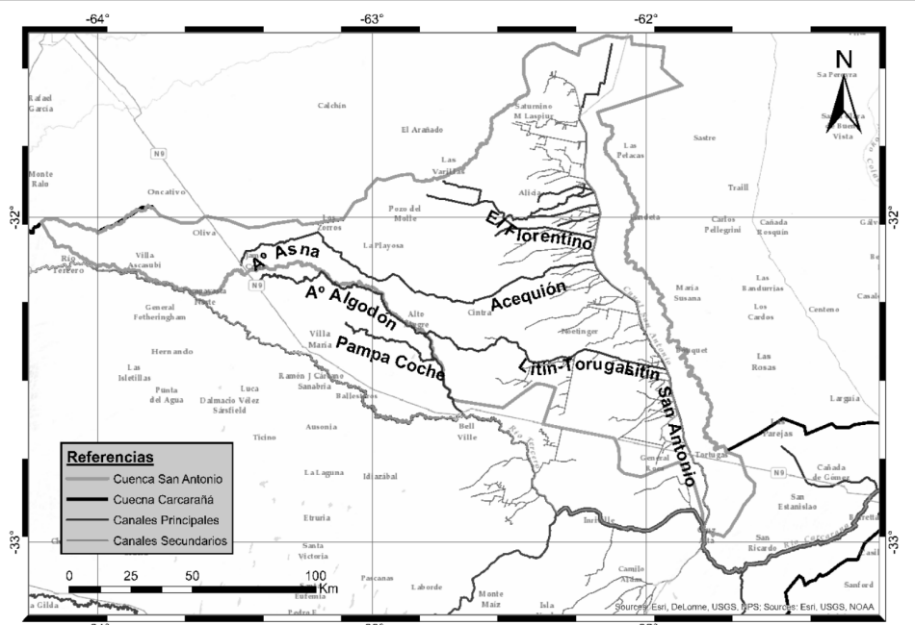


Figura 1.- Cuenca del canal San Antonio - arroyo Tortugas.

MATERIALES Y MÉTODOS

En este trabajo, se ha utilizado el modelo TREX, "Two-dimensional Runoff, Erosion, and Export model". Es un modelo bidimensional de escurrimiento, erosión y transporte de sedimentos y contaminantes. Los procesos hidrológicos simulados son: precipitación e intercepción, infiltración y pérdidas por transmisión en el cauce, almacenamiento, flujo superficial y en canales y derretimiento de nieve.

En este modelo se utiliza la relación de Green y Ampt (1911) para definir la infiltración en la superficie del terreno y en los cauces. Si la tasa de precipitación supera a la de infiltración, el agua se almacena en las depresiones del terreno hasta un determinado umbral que da comienzo al flujo superficial. Este flujo está gobernado por las leyes de conservación de la masa y de la cantidad de

movimiento, TREX utiliza la aproximación de la onda difusiva unidimensional en cauces y bidimensional en la superficie de la cuenca, suponiendo que el flujo es turbulento y que la resistencia al flujo se puede describir utilizando la formulación de Manning.

Este modelo es de código libre, está escrito en el lenguaje de programación C y está disponible en la página web de la Universidad Estatal de Colorado. El modelo requiere como datos de entrada mapas de modelo digital de elevación, tipos de suelos, cobertura vegetal, máscara de la cuenca y red de canales. Además, requiere datos de la geometría y rugosidad de los canales, datos de lluvia y condiciones iniciales tanto en las celdas que corresponden a los cauces como a las laderas.

Los parámetros del modelo de Green y Ampt son la conductividad hidráulica y la altura de succión. Estos son función del tipo de suelo en la cuenca (Figura 2). En la cuenca se identificaron 39 tipos de suelos, de acuerdo al Libro de los Suelos de la provincia de Córdoba (INTA, 2006). El parámetro de intercepción vegetal es un valor máximo de almacenamiento en función de la cobertura vegetal, en la cuenca se distinguen 11 tipos de cobertura vegetal (Figura 3).

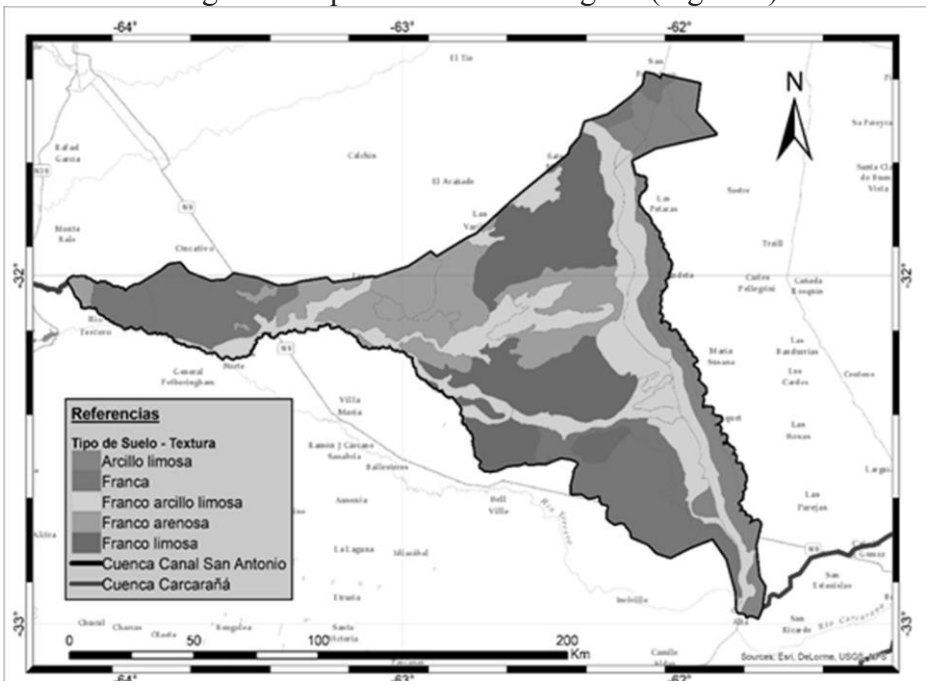


Figura 2.- Mapa de tipos de suelo

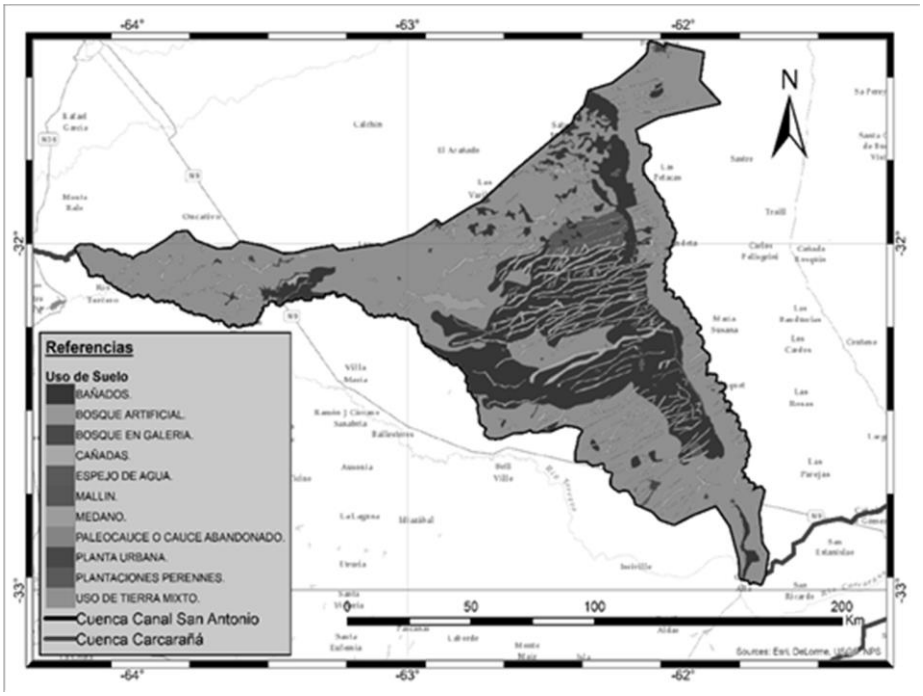


Figura 3.- Mapa de cobertura vegetal.

Los parámetros de escurrimiento superficial tanto en ladera como en canales son la geometría y el parámetro de resistencia al flujo (n de Manning) para cada uno de ellos. Para laderas, la geometría se obtiene a través del modelo digital de elevación y el "n" de Manning se indica para cada cobertura vegetal (Figura 3). En cauces la topología de la red de drenaje se obtiene del mapa de links y nodos, del modelo digital de elevación y se indica la geometría y rugosidad de cada uno de los canales.

Además, cada uno de los procesos descriptos necesita una serie de condiciones iniciales; éstas son para el modelo de Green y Ampt, el déficit de humedad y la altura inicial de infiltración. Se indican en forma distribuida en toda la cuenca a través de un mapa ráster.

En el caso del escurrimiento superficial en cauces: se debe indicar la altura inicial de agua en cada cauce y en ladera. En cauces se indica en un archivo de texto y en laderas a través de un mapa raster. En este caso se supuso que la cuenca no tenía acumulación de agua en cada celda al momento de comenzar la lluvia. El modelo resultante fue elaborado con 4096960 celdas de 100m de resolución por píxel. Por otro lado, se simuló con un paso de cálculo variable entre 1 y 0,1 segundos y se registraron los valores simulados cada media hora.

Índice Diferencial de Agua Normalizado "NDWI":

Este índice es comúnmente llamado por sus siglas en inglés "NDWI". A través del cálculo de este índice podemos identificar masas de agua y zonas de elevada saturación de humedad por medio del análisis de imágenes satélite. Éste se puede determinar mediante la siguiente ecuación de bandas de imágenes satelitales:

$$NDWI = (NIR-SWIR)/(NIR+SWIR) \qquad [1]$$

Donde se relacionan la banda NIR- Near InfraRed (o infrarrojo cercano) y la banda SWIR- Short Wavelength InfraRed (infrarrojo corto).

RESULTADOS

El modelo fue parametrizado en primera instancia a partir de conceptos teóricos y rangos de valores recomendados en simulaciones similares. Es así que, se realizó una simulación del evento de precipitación registrado el día 17 de enero de 2017 con los parámetros considerados adecuados para una condición de humedad normal. Teniendo en cuenta que TREX es un modelo distribuido por eventos, con estos parámetros se obtuvo un hidrograma efectivo en una celda ubicada próxima a la localidad Cruz Alta (32°44′00″S - 61°49′00″O).

El modelo fue calibrado comparando los resultados del hidrograma modelado y el caudal medido en el punto indicado. Se han representado las condiciones de gran humedad antecedente y flujo base en la cuenca, en la fecha de calibración. Para representar las condiciones de humedad antecedentes, se estableció que la infiltración inicial fuera de 10cm, que el déficit de humedad fuera del 20% y la cabeza de succión del orden de 10cm. Por otro lado, para representar el caudal base, se partió de los aforos de caudal efectuados por el LH-CETA de la UNC en diferentes campañas de aforo durante el año 2016. A partir de éstos se estimó la siguiente curva de recesión:

$$Q = 224.940e^{-0.256t} \qquad [2]$$

A su vez, el LH-CETA de la UNC realizó aforos de caudal con ADCP previo y a posteriori del evento de validación seleccionado 29/12/2016: 117 m^3/s y 20/01/2017: 105 m^3/s. Aplicando la curva de recesión antes estimada, se puede estimar que el caudal base el 17 de enero (previo a la precipitación) resultaba del orden de 90 m^3/s.

Además, las batimetrías de los principales cauces fueron estimadas a partir de las mediciones en campo con ADCP y topografía in-situ.

A continuación, la Figura 4 muestra el hidrograma resultante de la simulación hidrológica en el punto de cierre de la cuenca, teniendo en cuenta como caudal base, aquel estimado en 90 m3/s.

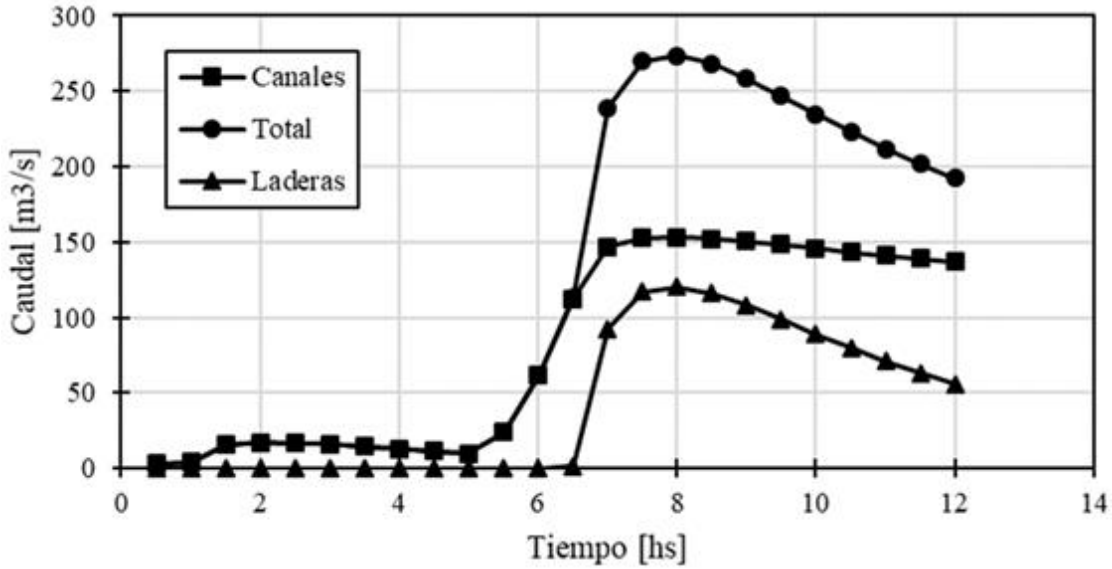


Figura 4.- Hidrograma simulado en canales, laderas y total. (La figura muestra que la capacidad de los canales es de 150 m^3/s).

En la figura anterior se observa que, la capacidad máxima de transporte del canal San Antonio ronda los 150 m^3/s, y el caudal excedente inunda las planicies de inundación y campos aledaños. Es así, en la Figura 5, se presenta la mancha de inundación para el momento pico del hidrograma en el cierre de la cuenca.

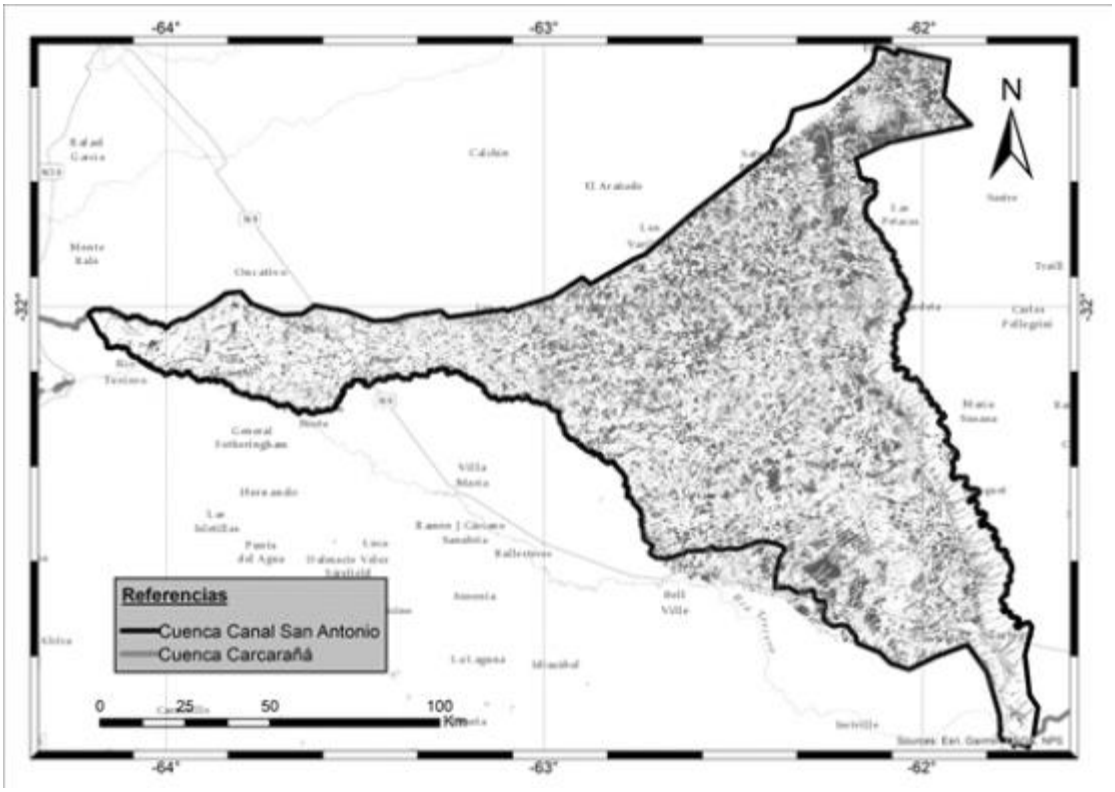


Figura 5.- Presencia de agua en la simulación en el instante pico del hidrograma (8 horas) y parámetros de validación.

Por último, en la siguiente figura se muestra el resultado de la determinación por medio de NDWI de la humedad de suelo a partir de la construcción de un mosaico con imágenes satelitales Landsat 8, para las fechas 21, 23 y 30 de Enero del 2017.

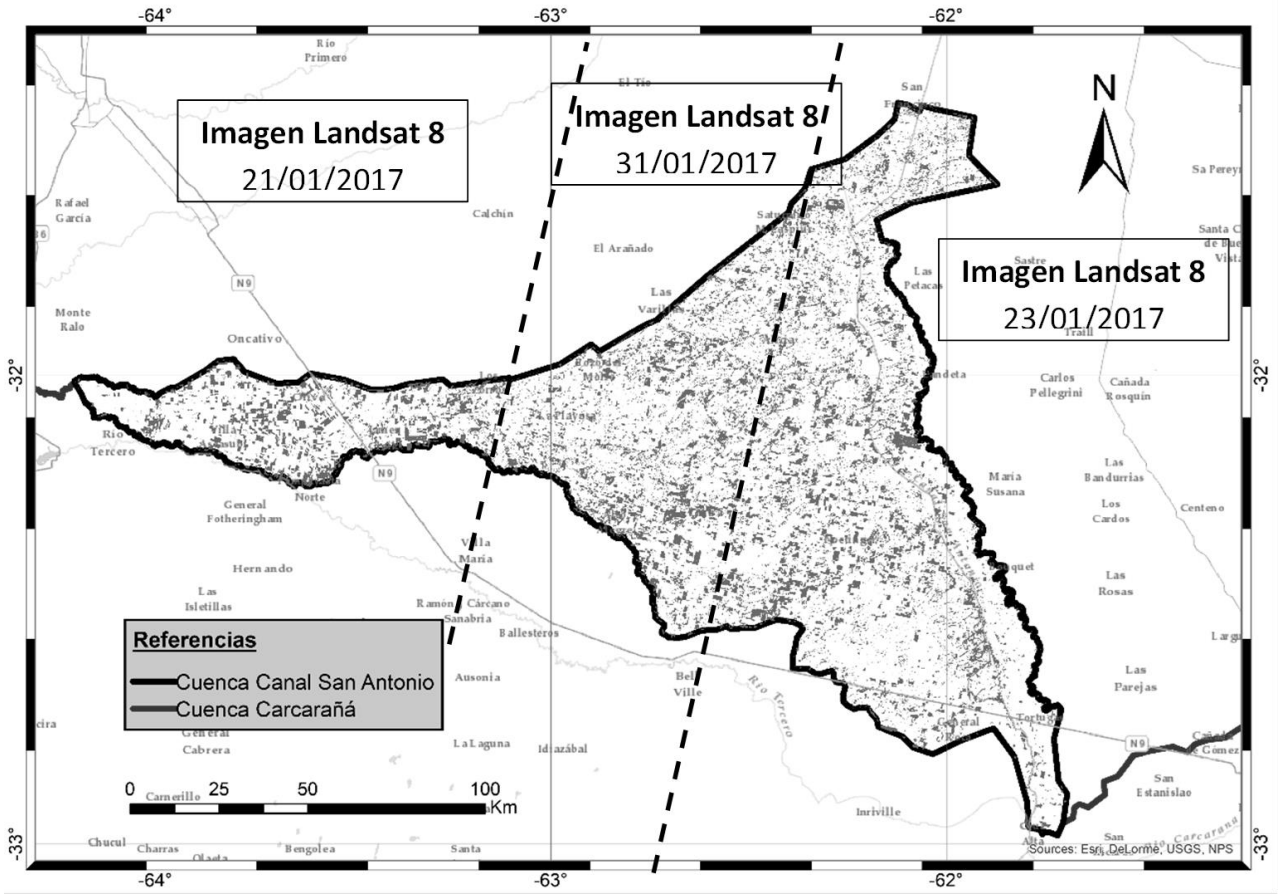


Figura 6.- NDWI de mosaico de imágenes satelitales Landsat 8 entre las fechas 21, 23 y 30-Ene-2017.

Es de notarse, que tanto en la imagen NDWI anterior como en el resultado del pico del hidrograma 8 horas después de iniciada la simulación, se presenta zonas húmedas en toda la extensión de la cuenca. Las diferencias en magnitud de las inundaciones pueden deberse en primer lugar a que la imagen satelital fue reconstruida con información satelital de entre 5 y 13 días después del evento simulado, debido a la baja cobertura espacial de Landsat para las dimensiones del área de estudio, y a que en el día del evento las imágenes disponibles cubren del orden del 50% de la cuenca con nubosidad, dificultando realizar el análisis de NDWI. En segundo lugar, la simulación es realizada para el evento del 17 de Enero y se presenta la figura para el pico del hidrograma (donde se muestran los mayores flujo en ladera), se espera que en el transcurrir de los días la cuenca logre drenar gran parte de este caudal, reteniendo en depresiones y canales los remanentes del evento y los aportes de las napas subterráneas. Esta última situación resulta difícil de simular con un modelo por eventos debido a la presencia de procesos continuos que no serían debidamente representados por las ecuaciones de infiltración y tránsito de este modelo.

CONCLUSIONES

A pesar de los escasos registros continuos en la cuenca de estudio y de la baja frecuencia de las imágenes Landsat 8, la comparación entre las simulaciones y la presencia de cuerpos de agua permite afirmar que las simulaciones han sido adecuadas.

Además, el aforo más cercano a la fecha de simulación fue realizado el 20 de enero de 2017. El resultado de este aforo resulta en valores similares a la tendencia de los simulados, pudiendo afirmarse que el modelo se encuentra calibrado para estos datos.

Por último, se recomienda evaluar el desempeño del modelo hidrológico ante otros escenarios pluviométricos. A los fines de generar una herramienta útil para la planificación del recurso hídrico.

REFERENCIAS

England, J. F., Velleux, M. L, Julien, P. Y. (2007) "Two-dimensional simulations of extreme floods on a large watershed". *Journal of Hydrology*, Vol 347, pp. 229– 241.

Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria y Agencia Córdoba Ambiente S.E. (2006) "Los Suelos".

Velleux, M. L, England, J. F., Julien, P. Y. (2008) "TREX: Spatially distributed model to assess watershed contaminant transport and fate". *Science of the Total Environment*, Vol. 404, pp. 113–128.

Velleux, M. L, England, J. F., Julien, P. Y. (2017) "TREX Watershed Modeling Framework User's Manual: Model Theory and Description".

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

AVANCES EN EL ESTUDIO DE TORMENTAS CONVECTIVAS

Jorge Fabián Bonilla
Instituto Nacional del Agua, Centro Regional Andino, Belgrano Oeste 210, Capital (M5500FIF)
Mendoza, Argentina. +54 261 4288005 – jbonilla@ina.gob.ar

RESUMEN

Las tormentas convectivas son un fenómeno meteorológico que es local, de alta intensidad, corta duración y núcleos pequeños. Para poder caracterizarlas es necesario conocer la precipitación total en el núcleo, además de la distribución espacial y temporal.

El trabajo tiene como objetivo arribar a un método que permita determinar en forma sistematizada un modelo de isoyetas elípticas apto para incorporar a un sistema de alerta temprana y que además sirva de herramienta para el estudio y análisis de los cambios en la distribución espacial de tormentas a lo largo del tiempo.

Entre el año 2015 a 2017 se desarrolló un método matemático y gráfico para el trazado de isoyetas elípticas con pocas observaciones, que se aplicó con éxito a la determinación del decaimiento espacial en el sur Mendoza. El tiempo de aplicación no permite lograr los objetivos planteados.

Partiendo de algunas hipótesis básicas, se arriba a un método iterativo de resolución, apto para ser implementado mediante técnicas de programación. El desarrollo del software correspondiente y las pruebas realizadas con mediciones del piedemonte de la Ciudad de Mendoza son lo suficientemente buenas y alentadoras para seguir la investigación iniciada.

ABSTRACT

The convective precipitations are a meteorological phenomenon that it's local, of high intensity, short duration and small nucleus. To characterize them is necessary to know total rain on the nucleus, in addition to temporal and spatial distribution.

The work is aimed to arrive to a method that allows to determinate a model of elliptical isohyets apt to incorporate to an early alert system. Also, it serves as tool to study and analysis of changes in spatial distribution of storms along time.

From 2015 to 2017 it developed a graphics and mathematical method to draw elliptic isohyets with few observations, that was successfully applied to determinate the spatial decay in the south of Mendoza.

Starting from some basic hypothesis, it's arrived at an iterative method of resolution, apt to be implemented through programming techniques. The corresponding software was developed and tested over Mendoza City's piedmont are good enough to follow the research started.

PALABRAS CLAVES: *TORMENTAS, ISOYETAS, MODELO*

INTRODUCCIÓN

Las tormentas convectivas son un fenómeno meteorológico que se caracteriza por ser local, de alta intensidad, corta duración y núcleos pequeños. Para poder caracterizarlos es necesario conocer la precipitación total en el núcleo, además de la distribución espacial y temporal.

En la zona del piedemonte de Mendoza este tipo de tormentas se producen fundamentalmente en la época de verano, aunque se considera que el período de lluvias intensas es entre el 1 de octubre de un año, hasta el 31 de marzo del año próximo.

Este tipo de fenómenos es importante estudiarlos bajo tres escenarios bien diferenciados: el primero referido al proyecto de obras hidráulicas, donde se debe disponer de una Tormenta de Proyecto relacionada con un Tiempo de Recurrencia. El segundo es para los sistemas de alerta temprana, en caso de disponer datos de precipitación en tiempo real y el tercero para evaluar el cambio en los regímenes de precipitación producto de alteraciones climáticas.

El primero de los casos, al menos en el piedemonte de Mendoza está resuelto a través de la publicación de las curvas I-D-F (Intensidad – Duración – Frecuencia) (INA-CRA, 2008) que se muestran en la Figura 1. En las mismas, además, se presenta un modelo de hietograma patrón y una curva de decaimiento espacial obtenidos mediante técnicas estadísticas.

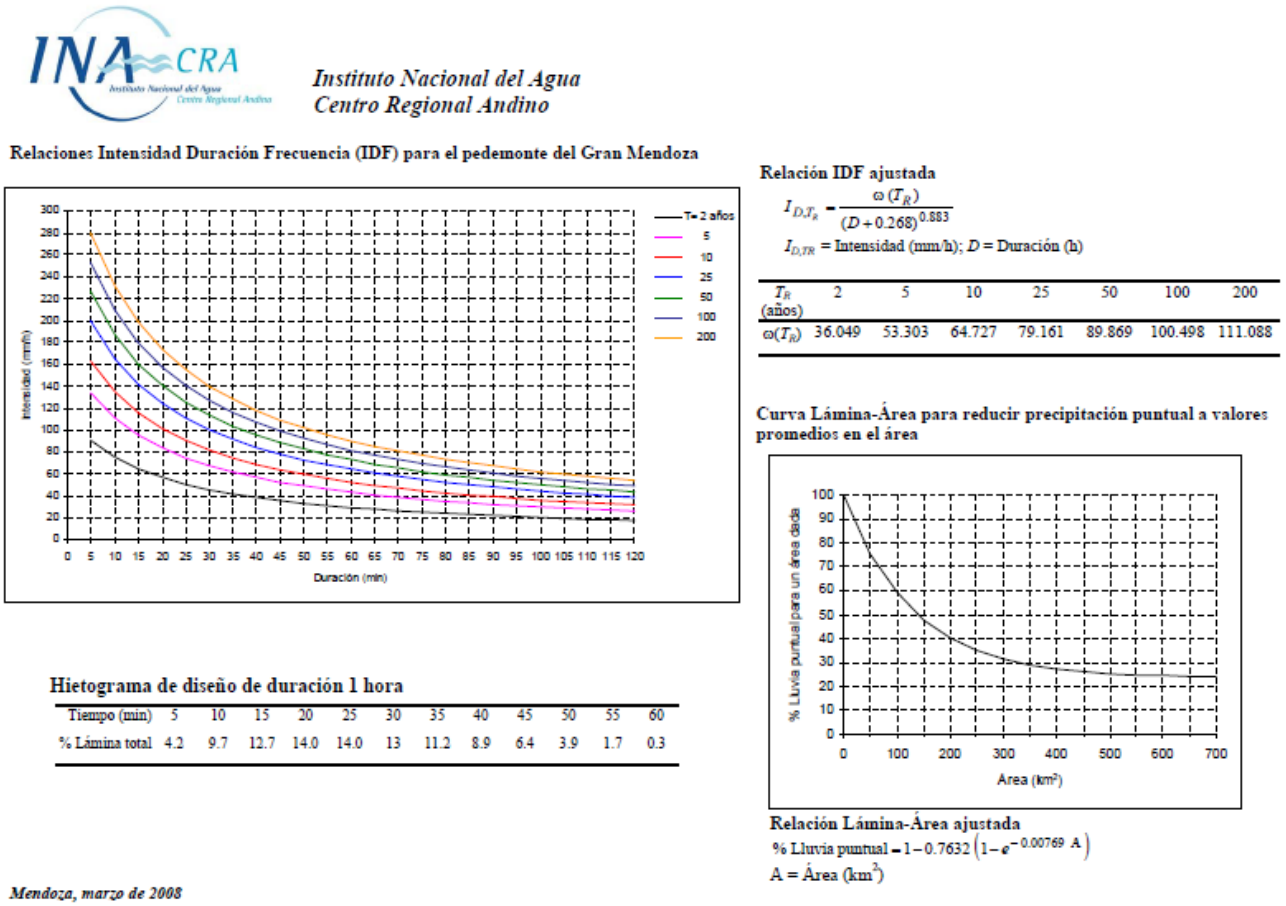


Figura 1.- Curvas IDF del INA-CRA

El segundo caso, si se dispone de datos en tiempo real, la intensidad de precipitación instantánea y el hietograma de la tormenta en curso son fácilmente determinables. Sin embargo, la obtención de la distribución espacial no es directa.

Dentro de los métodos existentes, el promedio no da buenos resultados al no tener en cuenta la distribución espacial de los pluviómetros, los polígonos de Thiessen no son adecuados para zonas de montaña, siendo las isoyetas el procedimiento más adecuado.

Las isoyetas representan líneas de igual precipitación, que pueden ser trazadas mediante técnicas de interpolación de datos o mediante modelos matemáticos como las isoyetas elípticas.

El último escenario, respecto al cambio del régimen de precipitación por alteraciones climáticas (o cambio climático) hay que analizar los patrones de intensidad, distribución espacial y temporal a lo largo del tiempo y determinar si los mismos han sufrido cambios estadísticamente significativos.

OBJETIVO

El trabajo tiene como objetivo arribar a un método que permita determinar en forma sistematizada un modelo de isoyetas elípticas apto para incorporar a un sistema de alerta temprana y que además sirva de herramienta para el estudio y análisis de los cambios en la distribución espacial de tormentas a lo largo del tiempo.

ANTECEDENTES

Entre el año 2015 a 2017 se desarrolló un método para el trazado de isoyetas elípticas en base a pocas observaciones, que se aplicó con éxito a la determinación del decaimiento espacial en la zona de San Rafael, Mendoza (Bonilla, 2017).

Este método consiste en un laborioso análisis matemático y gráfico, para arribar a coeficientes de decaimiento regional, que conlleva un tiempo de proceso lo suficientemente largo como para impedir aplicarlo a sistemas de alerta temprana y poco práctico para el estudio de numerosas tormentas.

Sintéticamente consiste en suponer inicialmente las isoyetas circulares. Esta simplificación permite encontrar un coeficiente de decaimiento mediante métodos gráficos.

Luego a partir de una transformación matemática se logra encontrar el coeficiente de decaimiento regional, lo que permite estimar el decaimiento espacial de una tormenta en función del área considerada.

El presente trabajo encuentra un método más eficiente para encontrar el decaimiento espacial con pocas observaciones y generar prácticamente en tiempo real isoyetas elípticas en base a pocas observaciones.

MATERIALES Y MÉTODOS

Hipótesis

Se tienen en cuenta una serie de hipótesis de partida:

a. Las tormentas son del tipo convectivas de núcleo único.

El modelo matemático elegido, es decir las elipses, permiten modelar solamente tormentas de un solo núcleo, no dando buenos resultados con tormentas de dos núcleos. En la zona del Piedemonte de Mendoza se han dado ocasionalmente algunas tormentas de dos núcleos, las cuales aún no son posibles de modelar mediante los procedimientos aquí

descriptos, aunque se está investigando la hipótesis de tratarlas como tormentas separadas y sumar los efectos de cada una.

b. El núcleo de la precipitación es cercano a los pluviómetros.

Al considerar que son pocas observaciones es importante estar registrando valores cercanos al núcleo para disminuir la incertidumbre propia del método, que supone iterar entre otros parámetros, la posición del núcleo. Para acotar el problema se van probando posiciones del núcleo que se encuentran en el área de influencia de los pluviómetros, la cual se encuentra limitada. Para considerar válida esta hipótesis, se deben utilizar en una zona que no esté aislada de mediciones, de manera que, si el núcleo esté lejos de los pluviómetros con mediciones, el mismo sea detectado por otras estaciones del área cercana.

c. La tormenta registrada corresponde a un evento intenso.

Esta condición tiene que ver con el modelo en sí, donde se sabe que las tormentas convectivas intensas tienden a tener un desarrollo similar a elipses concéntricas.

d. Se disponen de al menos tres observaciones simultáneas.

Es la cantidad mínima de observaciones que son necesarias para disponer de una tendencia de la ubicación del núcleo. Se puede apreciar en la Figura 2 que, con dos datos de precipitación, puede haber múltiples geometrías de soluciones. Como criterio general se puede decir que mientras más datos de precipitación simultánea se dispongan, mejor va a ser la aproximación encontrada.

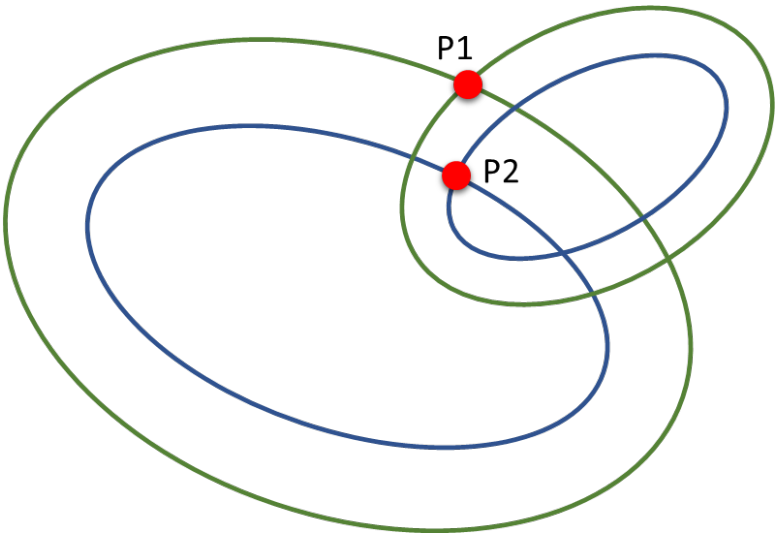


Figura 2.- Incertidumbre en la posición de la tormenta con dos observaciones

Modelo de decaimiento lineal

El decaimiento sobre el eje menor de las elipses se puede expresar mediante la Ecuación 1:

$$P_b = P_o \cdot e^{-k \cdot b^2} \qquad [1]$$

Donde:

P_b: Precipitación en un punto del eje menor
P_o: Precipitación en el núcleo de la tormenta
k: Coeficiente de decaimiento lineal
b: Distancia al centro de las elipses

Modelo de decaimiento espacial

La relación entre ejes de la elipse se expresa en la Ecuación 2:

$$c = \mathrm{a}/b \qquad [2]$$

Siendo 'a' el eje mayor de la elipse y 'b' el eje menor.

A partir del análisis diferencial (Figura 3), se puede determinar la expresión del decaimiento espacial.

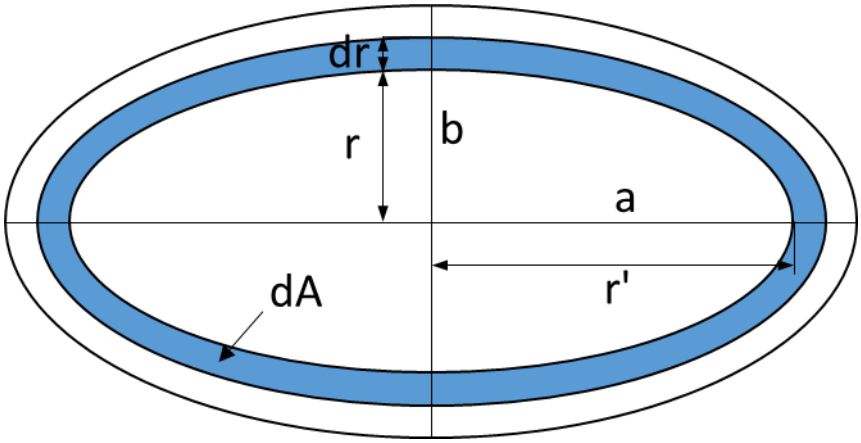


Figura 3.- Análisis diferencial del decaimiento espacial

La precipitación media se puede obtener con la Ecuación 3:

$$p_m[\%] = \frac{\int_A p_r \cdot dA_r}{\int_A dA_r} \qquad [3]$$

Llamando coeficiente 'w' a la relación de la Ecuación 4:

$$w = k/c \qquad [4]$$

Operando como se indica a continuación, se llega a la Ecuación 5:

$$P_r = P_o \cdot e^{-k \cdot r^2}$$

$$p_r[\%] = \frac{P_r}{P_o} = e^{-k \cdot r^2}$$

$$c = \frac{a}{b} = \frac{r'}{r}$$

$$A_r = \pi \cdot r \cdot r' = \pi \cdot c \cdot r^2$$

$$dA_r = \pi \cdot c \cdot 2 \cdot r \cdot dr = 2 \cdot \pi \cdot c \cdot r \cdot dr$$

$$\int_A p_r \cdot dA_r = \int_0^b e^{-k \cdot r^2} \cdot 2 \cdot \pi \cdot c \cdot r \cdot dr = 2 \cdot \pi \cdot c \cdot \int_0^b e^{-k \cdot r^2} \cdot r \cdot dr$$

$$\int_A p_r \cdot dA_r = 2 \cdot \pi \cdot c \cdot \left[-\frac{1}{2 \cdot k} \cdot \left(e^{-k \cdot b^2} - 1 \right) \right] = \frac{\pi \cdot c}{k} \cdot \left(1 - e^{-k \cdot b^2} \right)$$

$$\int_A dA_r = \pi \cdot c \cdot b^2 = A$$

$$p_{media}[\%] = \frac{\frac{\pi \cdot c}{k} \cdot \left(1 - e^{-k \cdot b^2} \right)}{A}$$

$$-kb^2 = -k \cdot b \cdot \frac{a}{c} \cdot \frac{\pi}{\pi} = -\frac{k \cdot A}{\pi \cdot c}$$

Se llega a:

$$p_m[\%] = \frac{\pi}{w \cdot A} \cdot \left(1 - e^{-\frac{w \cdot A}{\pi}} \right) \quad [5]$$

Donde:

p_m: Porcentaje de precipitación en el núcleo
A: Área considerada
w: Coeficiente de decaimiento regional

Al analizar la Ecuación 5, se aprecia que la ecuación de decaimiento espacial para este modelo queda en función del área de la cuenca 'A' y el coeficiente 'w', por lo que definido este último, queda definido el decaimiento, lo que justifica la denominación de 'regional'.

El problema se reduce a obtener el valor adecuado de 'w'

Ajuste mediante datos de precipitación puntual

Dados tres registros de precipitación al menos, se puede definir las isoyetas correspondientes obteniendo los siguientes parámetros:

X_o, Y_o Posición del centro de las isoyetas
α, c Ángulo y forma de las elipses
P_o, k Valor en el centro y decaimiento lineal

Para encontrar el mejor conjunto de isoyetas, se puede condicionar que las mismas produzcan el menor error cuadrático medio, expresado como indica la Ecuación 6:

$$ecm = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} (P_i - P)^2 \quad [6]$$

Siendo:

P_i: Dato de precipitación medido
P: Isoyeta que pasa por el pluviómetro
n: Número de registro disponibles

La determinación de una ecuación analítica que brinde todos los parámetros de las elipses óptimas es una tarea compleja y de difícil resolución.

Se opta por una solución de tipo iterativa mediante un software informático diseñado específicamente para tal fin. El método consiste en probar con distintos juegos de los 6 parámetros, delimitados entre parámetros definidos, calculando el error cuadrático medio en cada caso y eligiendo el menor de ellos.

Software desarrollado

Se desarrolló un software en Microsoft Visual C# Express, software de licencia libre, cuya pantalla principal se muestra en la Figura 4.

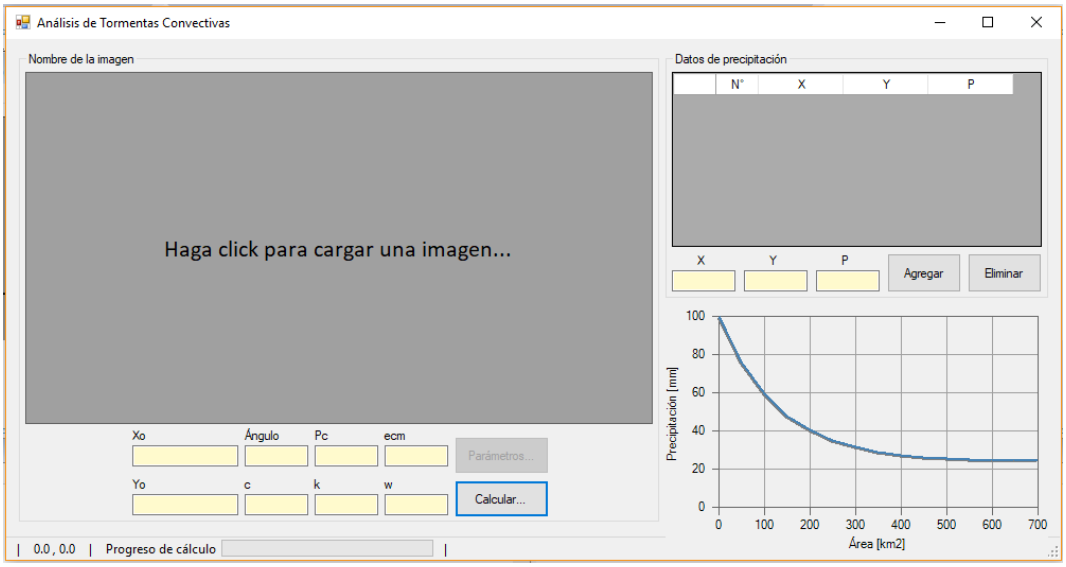


Figura 4.- Software desarrollado "Análisis de Tormentas Convectivas"

Este programa permite iterar los distintos parámetros y obtener de manera automática la que presenta el menor error cuadrático medio respecto a las observaciones realizadas. Sus funcionalidades permiten colocar una imagen de fondo, referenciarla a un sistema plano y cargar los datos de precipitación disponibles. Devuelve como resultado los parámetros óptimos y el gráfico de decaimiento espacial (en rojo) que se puede comparar con otro disponible (en azul). En la Figura 5 se puede apreciar el resultado obtenido, comparado con el decaimiento publicado por el INA-CRA para el piedemonte de Mendoza.

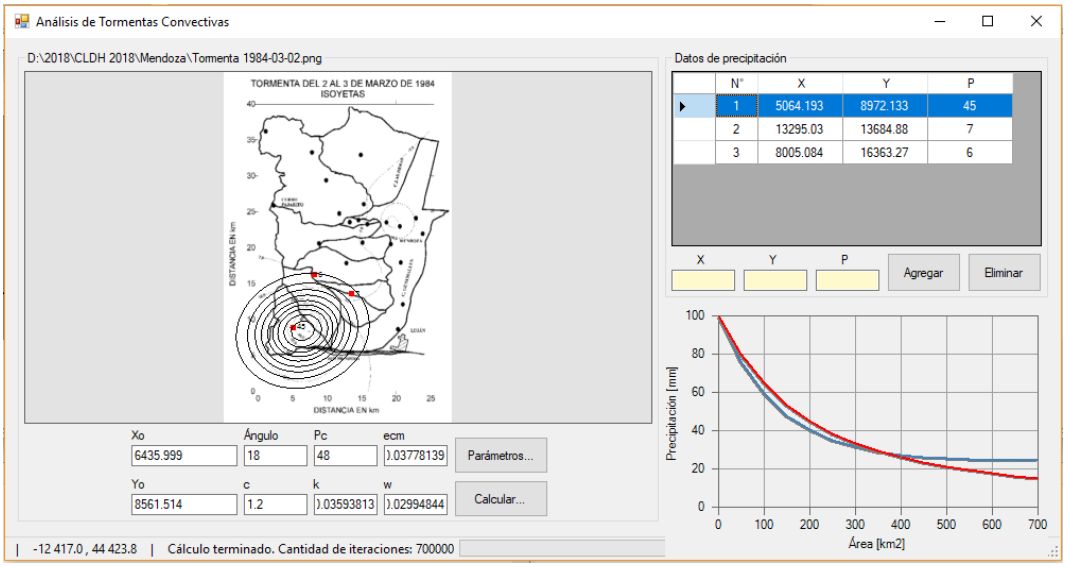


Figura 5.- Ejemplo de uso del software para una tormenta histórica

Los parámetros de iteración los puede seleccionar el usuario mediante un cuadro de diálogo (Figura 6):

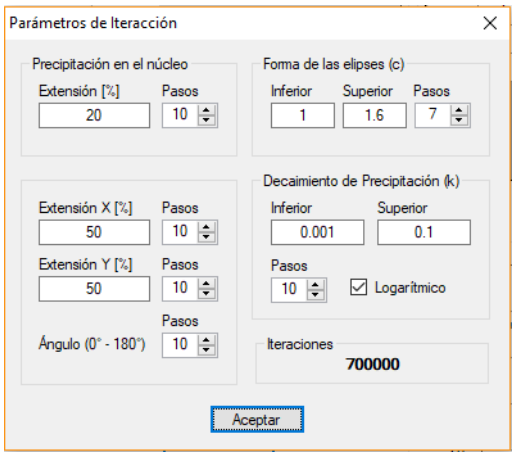


Figura 6.- Selección de los parámetros de iteración

RESULTADOS

Se presentan dos resultados de la aplicación del método a dos tormentas convectivas históricas de Mendoza La primera del 02/03/1984, donde resultó w=0.030 (Figura 7).

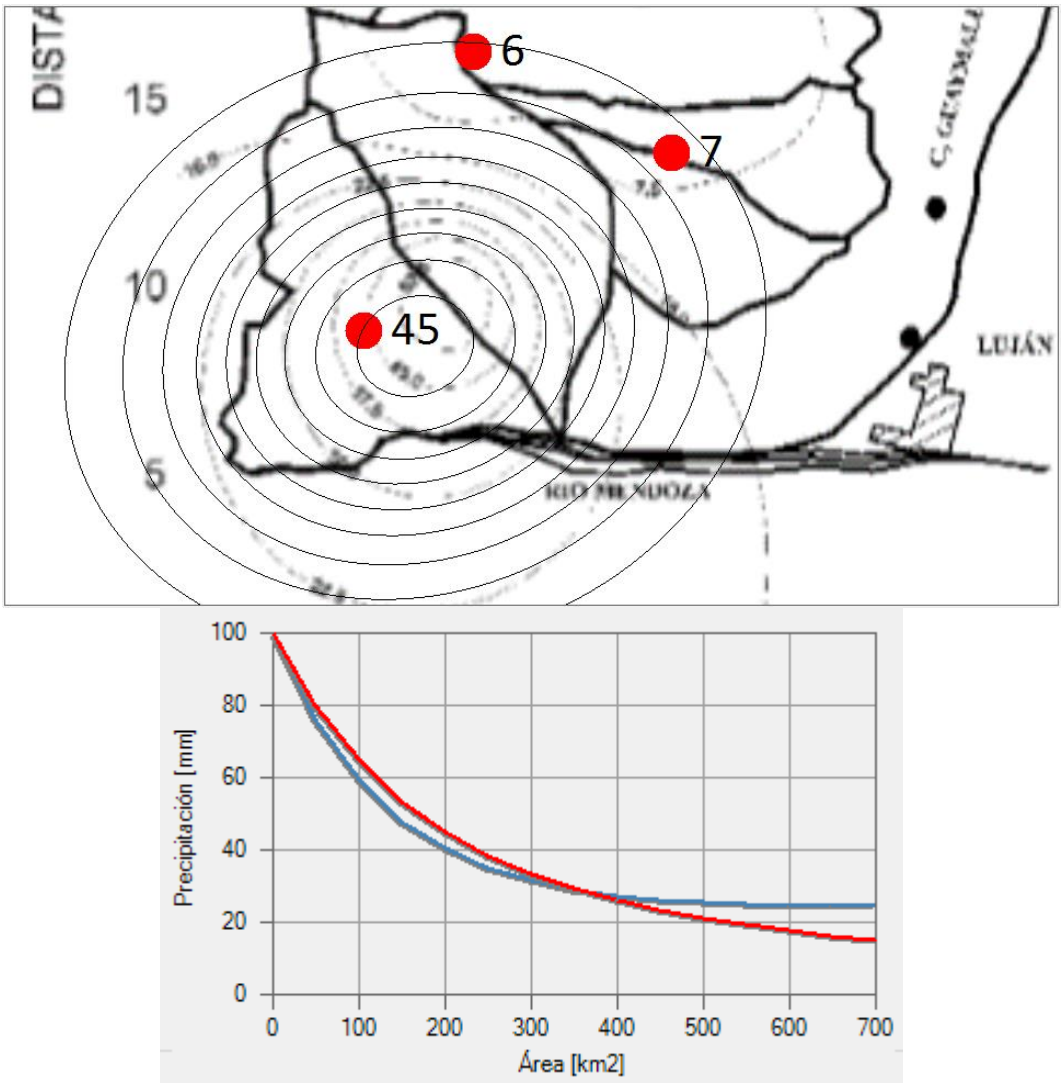


Figura 7.- Tormenta del 2 de marzo de 1984 modelada mediante isoyetas elípticas

El segundo ejemplo es la tormenta del 13/03/1991, donde resultó w=0.035 (Figura 8).

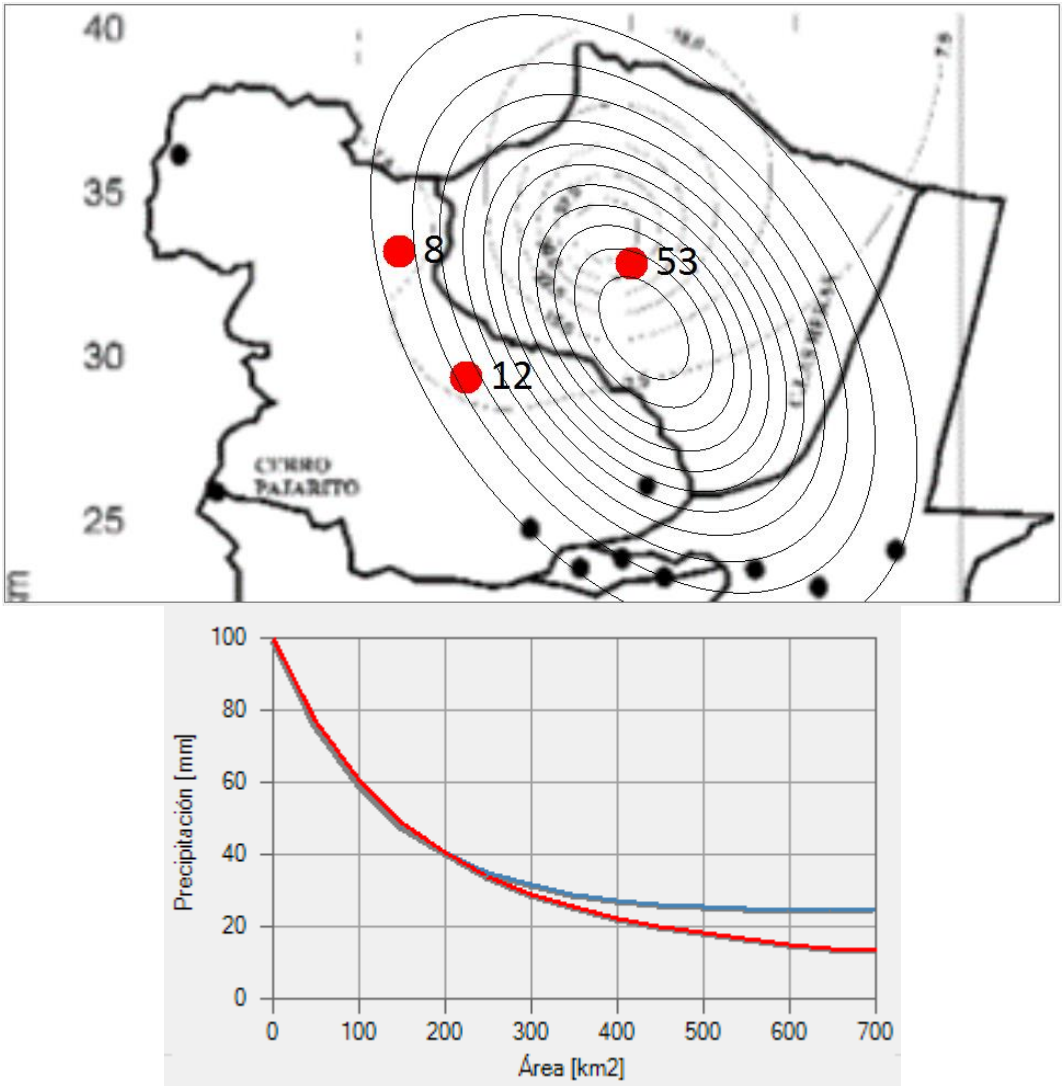


Figura 8.- Tormenta del 13 de marzo de 1991 modelada mediante isoyetas elípticas

La comparación de la curva de decaimiento espacial lograda en ambos casos (Figura 7 y Figura 8), respecto a la disponible muestra una marcada coincidencia. El error cuadrático medio en ambos casos fue menor a 0.1 mm.

El software desarrollado por ejemplo para el caso de la Figura 7, donde fueron necesarias 700.000 iteraciones, logró completar las mismas en aproximadamente 4 s, lo que lo hace apto para ejecuciones en tiempo real. El equipo de prueba fue una Notebook con procesador Intel T4300, 2 Gb de RAM, de 8 años de antigüedad.

CONCLUSIONES

Las pruebas realizadas con datos medidos y estudios estadísticos previos muestran que el modelo calcula adecuadamente los parámetros y éstos se ajustan a la información disponible.

El poder de procesamiento en un equipo de prestaciones medias indica que es apto para usarlo en una modelación en tiempo real.

El cálculo sistematizado de '$\boldsymbol{c}$' y '$\boldsymbol{k}$', permiten obtener '$\boldsymbol{w}$', de modo de poder aplicarlo a cada una de las tormentas intensas disponibles y analizar el cambio a lo largo del tiempo. Esto convierte a este desarrollo en una herramienta apta para estudiar los efectos de cambio climático.

Apreciaciones Finales

Este trabajo representa únicamente un avance en las técnicas de análisis de tormentas convectivas. El uso sistemático del mismo permitirá ajustar detalles y obtener conclusiones a partir de los resultados obtenidos, ese trabajo se desarrolla en la actualidad.

Se considera un paso adelante en el ansiado modelo hidrológico en tiempo real, necesario para predecir caudales y utilizarlo como alerta temprana en el piedemonte de Mendoza.

REFERENCIAS

INA Centro Regional Andino (2008). "Relaciones Intensidad Duración Frecuencia (IDF) para el pedemonte del Gran Mendoza". *INA Centro Regional Andino*. Mendoza, Argentina.

Bonilla, J. (2017). "Estimación de la distribución espacial de tormentas intensas, mediante isoyetas elípticas en zonas de limitada disp. de datos". Conagua 2017, Córdoba, Argentina, pp 120-133.

IAHR AIIH
XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

VARIACIÓN DEL NÚMERO DE CURVA EN FUNCIÓN DEL PERIODO DE RETORNO PARA LA CUENCA DEL RÍO MAYO

Juan Fco. Gómez Martínez, Juan Antonio López Orozco y José Alfredo González Verdugo
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, México
juanfco@tlaloc.imta.mx, juan_lopez@tlaloc.imta.mx, jagonzal@tlaloc.imta.mx

RESUMEN:

En este artículo se calcularon las avenidas de diseño para periodos de retorno de 2 a 10,000 años para la cuenca del río Mayo hasta el punto donde se localiza la Estación Hidrométrica (EH) San Bernardo. La cuenca se ubica en el estado de Sonora, México.

El cálculo de las avenidas de diseño se realizó mediante dos enfoques, el primero que consistió en un análisis de frecuencias de los gastos máximos anuales registrados en la EH. El gasto para el periodo de retorno de 10,000 años resultó de 7,501.536 m^3/s. El segundo enfoque consistió en calcular las avenidas de diseño de la cuenca correspondiente a la EH mediante la modelación del proceso lluvia-escurrimiento. Se calibró el modelo lluvia-escurrimiento usando la avenida obtenida con el análisis de frecuencias de gastos máximos en la EH para el periodo de retorno de 50 años. El gasto correspondiente al periodo de retorno de 10,000 años resultó por este enfoque de 9,511.216 m^3/s, es decir un 26.8% mayor al calculado con el análisis de frecuencias.

También se calculó la variación del número de curva, respecto al periodo de retorno de tal manera que los resultados obtenidos por los dos enfoques sean iguales. Concluyendo que los valores de los números de curva para los periodos de retorno de 2 a 10 años crecen, y a partir de allí, disminuyen conforme aumenta el periodo de retorno.

ABSTRACT:

In this article we calculated the design venues for periods of return of 2 to 10,000 years from the basin of the Mayo river to the location of the San Bernando Hydrometric Station (EH, Acronym in Spanish). The basin mentioned above is located in the state of Sonora in Mexico.

There were two approaches to calculate the venues of design, the first consisted of the yearly maximum flow rate analysis of frequency registered in EH. The volumetric flow for the return of 10,000 year period resulted in 7,501.536 m^3/s. The second approach consisted of calculating the design venues of basin corresponding to the EH using the modeling of rain-draining process. The calibration of the rain-draining was made using the venue obtained with the analysis of maximum flow rates frequencies from EH using period of return for 50 years. The volumetric flow correspondent to 10,000 year return for this approach was to be of the order of 9,511.216 m^3/s, that is to say a 26.8% on top of the calculated frequency analysis.

Also, we calculated the variation of the inflexion point correspondent to the period of return such that both approaches are standardized. In conclusion, the value of the numbers correspondent to the periods of return of 2 to 10 years grow and from them diminish according to the increases of the period of returns.

PALABRAS CLAVES: Lluvia-escurrimiento, análisis de frecuencias, Presa Pilares

INTRODUCCIÓN

El diseño hidrológico de las diferentes obras hidráulicas consiste en la determinación de las avenidas de diseño, la cuales, dependiendo de la información disponible, generalmente siguen dos criterios. En el caso de que se cuente con registros de los escurrimientos lo más conveniente es mediante un análisis estadístico-probabilístico mejor conocido como análisis de frecuencias de gastos máximos ya sea univariado o bivariado. Cuando en la cuenca no se dispone de información de escurrimientos, el camino a seguir es mediante la modelación del proceso lluvia-escurrimiento. En el primero de los casos las ávidas obtenidas se refiere a periodos de retorno asignados a gastos, mientras que en el segundo caso las avenidas de diseño obtenidas corresponden a periodos de retorno, pero de precipitación.

En este artículo se realizó una comparación de la magnitud de las avenidas obtenidas con ambos criterios en la cuenca del Río Mayo hasta la Estación hidrométrica (EH) San Bernardo, además, se determinó la variación del número de curva para que las magnitudes de las avenidas sean iguales por ambos criterios.

METODOLOGÍA

La cuenca analizada en el presente estudio se ubica al Sur de estado de Sonora, México, específicamente en el municipio de Pilares. A 1.4 kilómetros aguas arriba de la EH se ubica La presa Bicentenario (o Pilares), la cual aún continua en construcción.

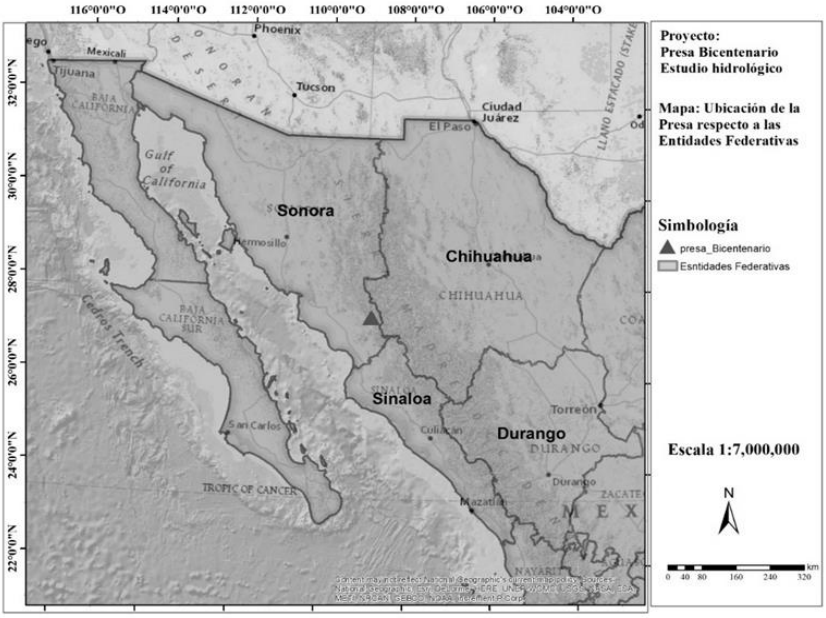


Figura 1. Ubicación de la presa Bicentenario

Cálculo de las avenidas de diseño mediante análisis de escurrimientos (enfoque 1)

Se realizó un análisis estadístico y probabilístico (análisis de frecuencias) de los escurrimientos registrados en la EH San Bernardo, para lo cual se recopiló la información de los gastos máximos anuales del periodo de 1960 a 2014 (57 años). De acuerdo con los registros en la EH, en el mes de diciembre de 1990 se registró un gasto máximo instantáneo de 4,429 m3/s, además del evento mencionado, se han presentado 5 eventos más con gastos máximos mayores a los 3,000 m3/s.

Se realizó el análisis univariado de frecuencias de los gastos máximos anuales para los registros en la EH, para lo cual se utilizó un software desarrollado por el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) llamado "AFA Ver 1.1 (IMTA, 2011). Este software contempla el

análisis de 12 funciones de distribución de probabilidad (fdp), entre las cuales destacan las siguientes fdp: Gumbel, Gumbel Doble, General de Valores Extremos, Log-Normal y Gamma 3 parámetros.

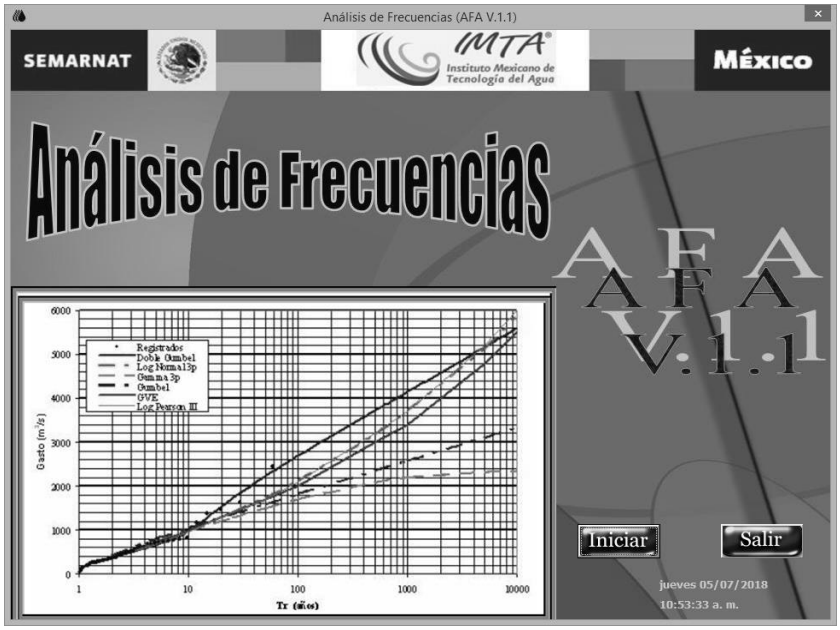


Figura 2. Pantalla principal del software AFA Ver. 1.1.

Cálculo de las avenidas mediante la modelación del proceso lluvia-escurrimiento (enfoque 2).

Se realizó la modelación del proceso lluvia-escurrimiento de la cuenca correspondiente a la EH. El área de la cuenca es 7,591.912 km^2, la cual es muy grande, por lo que se dividió en 21 subcuencas obteniendo para cada una las siguientes características: Área, cauce principal (longitud y pendiente), tiempo de concentración y número de escurrimiento.

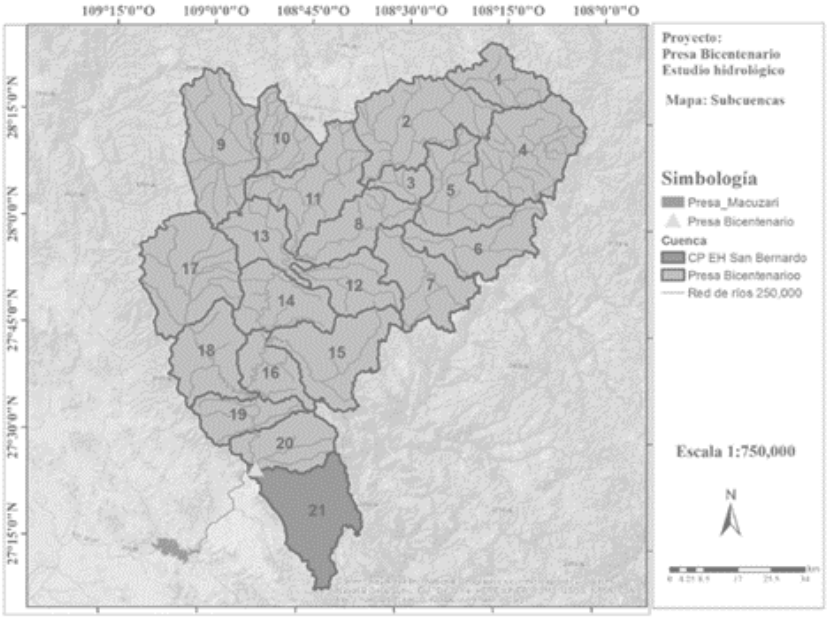


Figura 3.- Cuenca de análisis y subcuencas

El cálculo de la precipitación media en cada subcuenca se realizó a través del método de los polígonos de Thiessen, previamente calculando, mediante un análisis de frecuencias en 11 estaciones climatológicas convencionales (registros solamente a cada 24 horas), la precipitación máxima en 24 horas para los periodos de retorno analizados de 2 a 10,000 años.

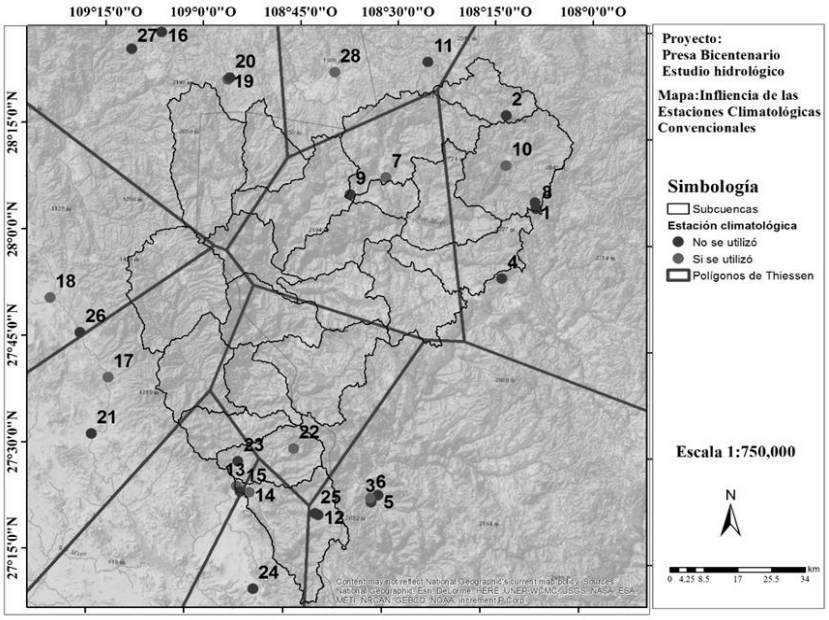


Figura 4. Polígonos de Thiessen para las estaciones climatológicas.

La distribución temporal de la precipitación es un factor importante en la magnitud del gasto máximo de la avenida, por lo que se realizó un análisis de la distribución temporal de la precipitación en 4 Estaciones Meteorológicas Automáticas (EMA): Chinipas, Basaseachi, Maguarichi y Yecora. Las EMAS cuentan con registros a cada 10 minutos y están localizadas cerca de la cuenca, obteniendo así un patrón medio de la distribución de las tormentas en cada EMA. Para la asignación de la distribución temporal de la lluvia en cada una de las subcuencas se aplicó el método de los polígonos de Thiessen considerando las e EMAS.

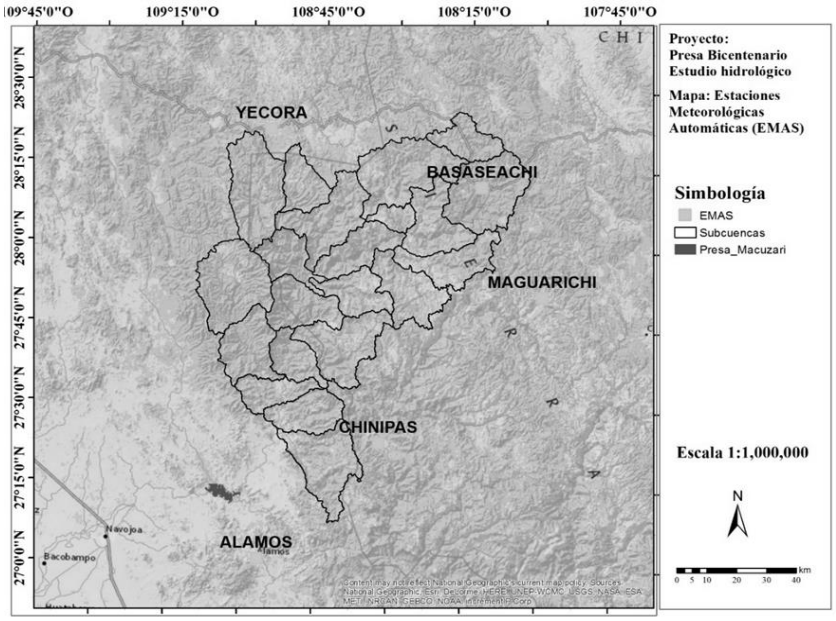


Figura 5. Ubicación de las Estaciones Meteorológicas Automáticas en la cuenca

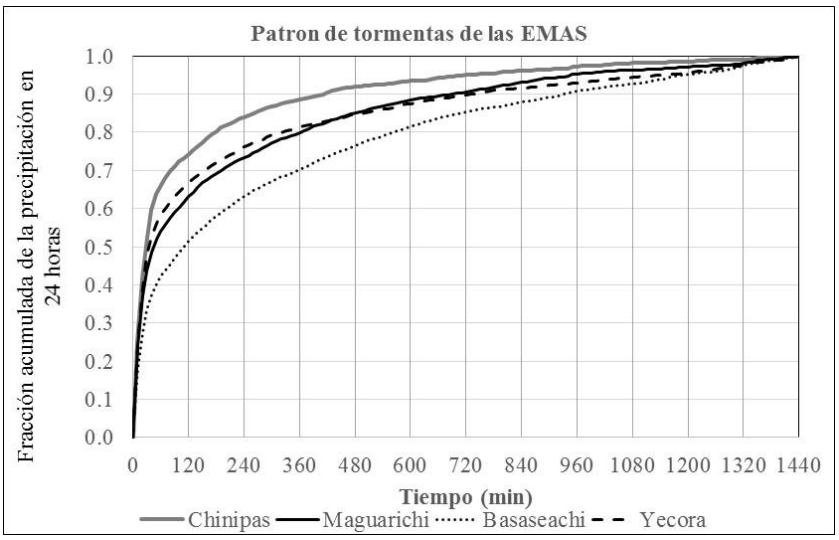


Figura 6. Curva masa unitaria para precipitaciones máximas para diferentes duraciones en las cuatro EMAS

Una vez determinadas las características de las subcuencas y las tormentas para los periodos de retorno, se procedió a simular el proceso lluvia-escurrimiento, para lo cual se utilizó el software Hydrologic Engineering Center's Hydrologic Modeling System (HEC-HMS), desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos de América. Los métodos hidrológicos utilizados corresponden a cuencas no aforadas y son:

- Para el cálculo de la precipitación efectiva (o en exceso) el método de los números de curva o de escurrimiento
- Para la transformación de la precipitación efectiva en hidrograma se utilizó el hidrograma unitario del Soil Conservation Service (SCS)
- El tránsito de las avenidas por los cauces se realizó con el método de Muskingum

En la modelación del proceso lluvia-escurrimiento se analizaron dos escenarios:

a) Escenario 1. Se realizó una calibración, la cual consistió en calcular los valores de los números de curva de tal forma que el gasto máximo calculado para el periodo de retorno de 50 años sea el mismo que el obtenido en el criterio 1. Calculado los números de curva se determinaron los gastos máximos para el resto de los periodos de retorno.
b) Escenario 2. Se calcularon los números de curva de tal manera que los gastos máximos para los periodos de retorno calculados con el proceso lluvia- escurrimiento sean similares a los obtenidos con el criterio 1.

RESULTADOS

Resultados del análisis de gastos máximos anuales registrados en la EH San Bernardo (Criterio 1)

Al realizar el análisis de frecuencias de gastos máximos de los registros de la EH, se calcularon los gastos máximos anuales para los periodos de retorno de 2 a 10,000 años. La fdp que mejor se ajustó a los registros de los gastos máximos fue la Gumbel Doble, siendo el gasto máximo para el periodo de retorno de 10,000 años de 7,501.536 m^3/s, en la tabla 1 se presentan los resultados para el resto de los periodos de retorno.

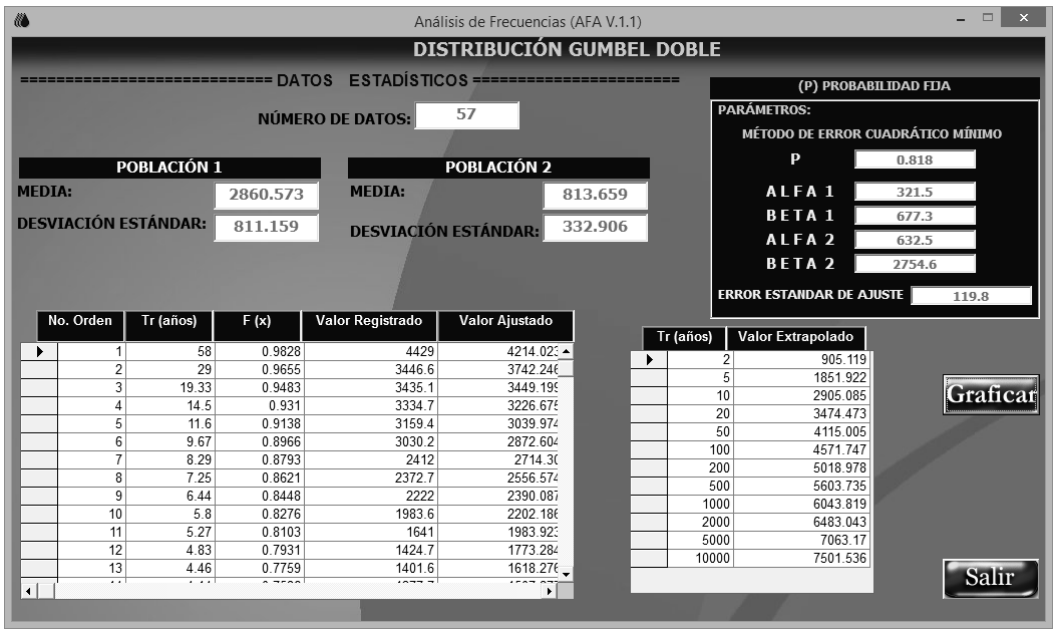


Figura 7. Pantalla del software AFA Ver. 1.1. que muestra los resultados del análisis de frecuencias de los gastos máximos

Resultados de la modelación del proceso lluvia-escurrimiento (criterio 2)

Escenario 1.

Se construyó un modelo lluvia-escurrimiento en el software HEC-HMS (figura 3) y se calibró la avenida para el periodo de retorno de 50 años, con lo cual se obtuvieron los valores del número de curva necesarios para que el gasto calculado con el modelo lluvia-escurrimiento sea similar al calculado con el criterio 1 (4,115.005 m^3/s) los cuales resultaron mayores en un 21.9% que los calculados antes de la calibración.

Con los valores de los números de escurrimiento (N) obtenidos en la calibración se calcularon los gastos (con el modelo lluvia-escurrimiento) para el resto de los periodos de retorno, en general los resultados obtenidos arrojan valores mayores a gastos máximos obtenidos mediante el análisis de frecuencias de gastos máximos anuales registrados (criterio 1). En la tabla 1 se presentan los resultados.

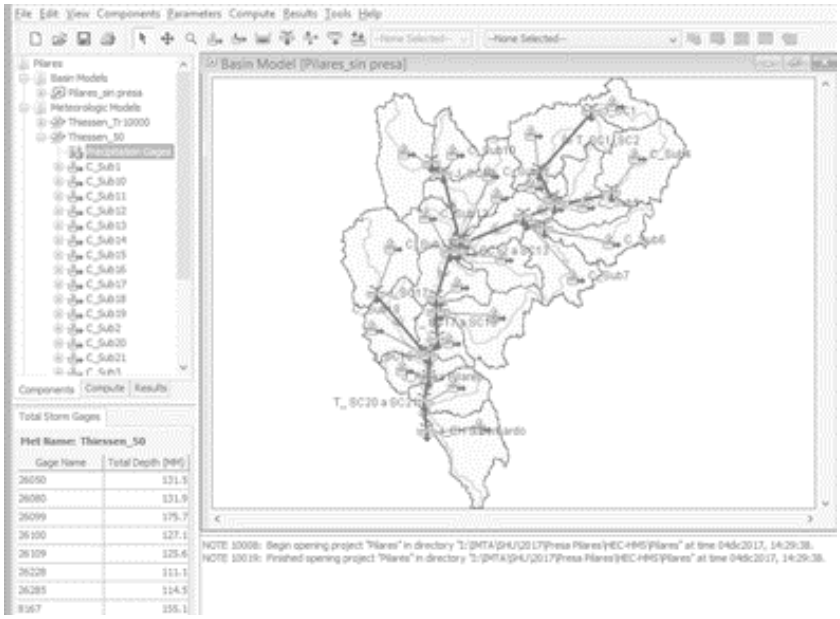


Figura 8.- Modelo lluvia-escurrimiento en HEC-HMS

Para el caso de periodo de retorno de 10,000 años, que es para el cual se debe diseñar las obras de excedencias de las presas en México, el gasto calculado con el modelo lluvia-escurrimiento es mayor en un 26.8% al calculado con el criterio 1 (figura 4).

Para los periodos de retorno de 10 a 200 años los resultados del modelo lluvia-escurrimiento se ajustan relativamente bien a los obtenidos con el análisis de frecuencias de gastos máximos, ya que la diferencia de gastos es menor al 10% (figura 9).

Tabla 1.- Resultados de los gastos (m^3/s) para ambos criterios

Periodo de retorno (años)	Criterio 1	Criterio 2 (Escenario 1)
2	905.119	1,440.768
5	1,851.922	2,151.867
10	2,905.085	2,683.022
20	3,474.473	3,289.069
50	4,115.005	4,115.689
100	4,571.747	4,774.142
200	5,018.978	5,449.183
500	5,603.735	6,355.294
1,000	6,043.819	7,080.586
2,000	6,483.043	7,802.513
5,000	7,063.170	8,771.983
10,000	7,501.536	9,511.216

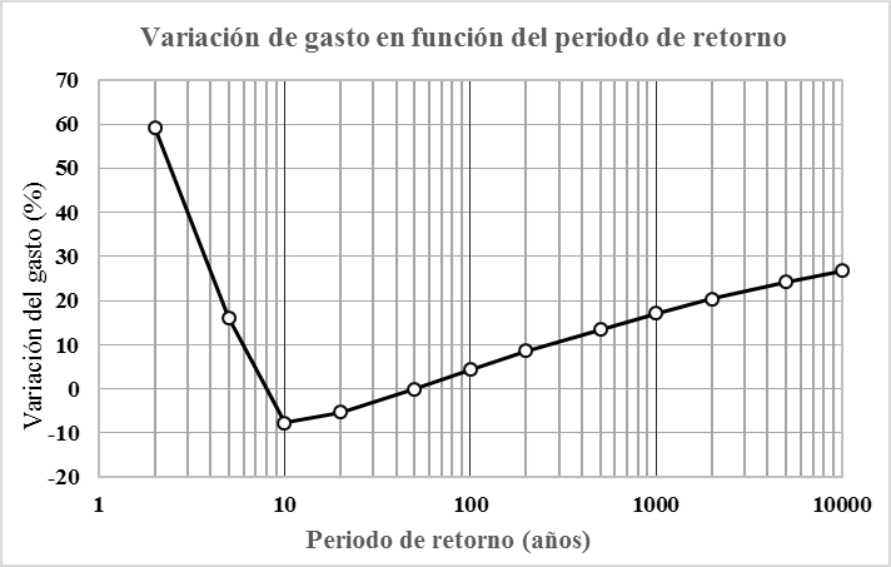


Figura 9.- Variación del gasto calculado con el criterio 2 respecto a los obtenidos con el criterio 1

Segundo escenario

Con el modelo lluvia-escurrimiento construido en HEC-HMS para el escenario 1, se realizó nuevamente la modelación, pero para el segundo escenario, el cual consistió en calcular los números de curva para todos los periodos de retorno de tal forma que los gastos obtenidos sean similares a los calculados con el criterio 1. En otras palabras, se realizó una calibración para cada periodo de retorno.

En la figura 5 se presenta el valor del porcentaje que se deben incrementar o disminuir los números de curva respecto a los valores calculados a partir de la cobertura vegetal y tipo de suelo y de los valores de los números de curva acuerdo con las referencias bibliográficas, los cuales corresponden a valores con contenido medio de humedad en la cuenca.

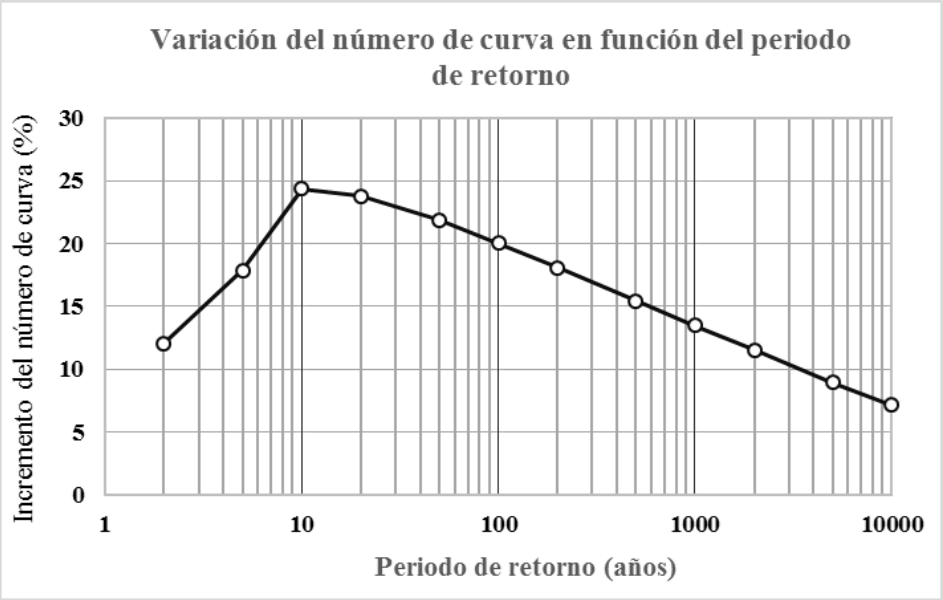


Figura 10.- Porcentaje de incremento de los números de curva respecto a los valores calculados inicialmente

De figura anterior se concluye que los valores de los números de curva resultantes son mayores a los calculados para condiciones medias de humedad de acuerdo con las referencias bibliográficas. Además, se concluye que para los periodos de retorno hasta 10 años el número de curva crece, mientras que para periodos de retorno mayores a 10 años el número de curva va disminuyendo conforme aumenta el periodo de retorno.

CONCLUSIONES

Para la cuenca de estudio en el presente trabajo, se concluye que los gastos máximos para los diferentes periodos de retorno obtenidos con la modelación del proceso lluvia-escurrimiento son mayores que los obtenidos mediante el análisis de frecuencias de gastos máximos anuales de los registros en la EH San Bernardo. Las diferencias oscilan entre un 10% y un 26.8%, lo cual impacta de manera directa en el dimensionamiento de las obras hidráulicas.

Al realizar la calibración del modelo lluvia-escurrimiento para todos los periodos de retorno se concluye que el número de curva para los periodos de retorno de 2 a10 años crece respecto a los valores iniciales (concisiones medias de humedad), y a partir del periodo de retorno de 10 años los números de curva empiezan a descender conforme aumenta el periodo de retorno.

REFERENCIAS

Aparicio, M. F. J. (1997). *Fundamentos de hidrología de superficie*, Editorial Limusa, México. ISBN: 968-18-3014-8

Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. IMTA (2011). *Manual de Análisis de Frecuencias en Hidrología*". Primera edición. ISBN: 978-607-7563-30-3

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

ESCOAMENTO PLUVIAL EM TELHADOS VERDES EXTENSIVOS DE DIFERENTES ESCALAS

1er. Cristiano Gabriel Persch, 2do. Rutinéia Tassi, 3er. Bruna Minetto y 4to. Daniel Gustavo Allasia Piccilli

[1, 2, 3 y 4] Universidade Federal de Santa Maria, Brasil
[1] cristianopersch@gmail.com
[2] rutineia@gmail.com
[3] bruna_minetto@hotmail.com
[4] dga@ufsm.br

RESUMO:

Os telhados verdes comportam-se como uma alternativa eficiente na minimização dos alagamentos e inundações urbanas, causadas principalmente pelo processo de impermeabilização das superfícies urbanas das cidades. Entre um conjunto interativo de outros fatores que conduzem a eficiência e o comportamento hidrológico de telhados verdes no controle de escoamento, investiga-se a influência do tamanho da área de drenagem (efeito de escala). Para validar as investigações referentes ao comportamento em sistemas de diferentes escalas em relação a capacidade de retenção de escoamento, monitorou-se dois telhados verdes extensivos com áreas de 6 m² (TV6) e 12 m² (TV12) localizados na região Sul do Brasil. Pela análise dos eventos monitorados, pode-se concluir que o telhado verde com maior escala apresentou melhor desempenho, retendo em média 15,9 mm, e o telhado TV6 teve uma retenção menor, com aproximadamente 10,7 mm. Os coeficientes de escoamento encontrados durante o período monitorado, em média, foram de 0.63 e 0.44 para o TV6 e TV12, respectivamente.

ABSTRACT:

Green roofs work as an efficient alternative in the minimization of floodings and urban inundations, caused mainly by the imperviousness of city's urban surfaces. The influence of the drainage area size (scale effect) is investigated among an interactive set factors that lead to the efficiency and hydrological behavior of green roofs in runoff control. To validate the investigations concerning the behavior of different scales in relation to the retention capacity of the flow, two extensive green roofs with 6 m² (TV6) and 12 m² (TV12) located in the southern region of Brazil were monitored. By the analysis of monitored events, it can be concluded that the green roof with larger scale presented better performance, retaining on average 15.9 mm when the roof TV6 had a smaller retention, with approximately 10.7 mm. The coefficients of flow found during the monitored period, on average, were 0.63 and 0.44 for TV6 and TV12, respectively.

PALAVRAS CHAVES: efeito de escala; monitoramento hidrológico; mitigação de inundações.

INTRODUÇÃO

A alta taxa de impermeabilização, característica dos centros urbanos, é o principal fator responsável pela elevada incidência de inundações (O'Driscoll et al., 2010). Uma das formas de minimizar esses impactos encontram espaço na perspectiva de Desenvolvimento de Baixo Impacto (DBI), que engloba alternativas autônomas e distintas das utilizadas pela engenharia convencional, e que tem por foco o controle do escoamento superficial na fonte, por meio de técnicas de retenção, privilegiando a infiltração e evapotranspiração, e pela detenção, possibilitando o reuso da água ou gradativo descarte após as precipitações.

Várias são as técnicas que englobam o contexto de DBI. Porém, as estruturas de telhados verdes (TV's) aplicados sobre as edificações merecem especial destaque pelos diversos benefícios que agrega e inserem-se como excelentes alternativas para o controle de escoamento superficial (Hill et al., 2017; Tassi et al., 2014).

Os TV's atuam na retenção e detenção do escoamento pelo processo de armazenamento de água nas camadas constituintes, e na liberação lenta e gradual do excesso do volume precipitado (Stovin; Vesuviano; De-Ville, 2017). Diversos estudos investigam a influência de diferentes fatores nesse comportamento, como a profundidade, tipo e características do substrato (Graceson et al., 2013; Liberalesso, 2018), características da cobertura vegetal (Stovin et al., 2015; Whittinghill et al., 2015), tipo e volume precipitado, sazonalidade (Nawaz; McDonald; Postoyko, 2015), entre outros.

Além destes aspectos, em termos hidrológicos, a maioria das pesquisas que avalia o comportamento de TV's está restrita a experimentos conduzidos com unidades individuais e de pequeno tamanho, sem que seja estabelecida uma relação entre a área de drenagem dos TV's e o efeito resultante no controle do escoamento. Em termos avaliativos e, em função de uma série de limitações, tais como viabilidade, procedimento, custos e espaço, a maioria das pesquisas que decorrem à aplicação num âmbito regional, utilizam dados a partir de um monitoramento de uma estrutura individual e de escala qualquer, sem atentar-se especificamente à influência do tamanho e o papel da área de drenagem. Os resultados desses estudos são utilizados em cenários com aplicação em escala regional, sem qualquer relação entre escalas (Hakimdavar et al., 2014), produzindo, por vezes, resultados questionáveis.

Assim, destaca-se a explícita e emergente necessidade de se desenvolver investigações que escalonem os efeitos das práticas das medições em escalas locais para um âmbito de múltiplas escalas espaciais. Existe uma clara indispensabilidade de se compreender como ocorre a agregação de processos complexos e espacialmente heterogêneos e quantificar seus efeitos em pequenas escalas espaciais às mais amplas, como ecossistemas e bacias hidrográficas. O bom entendimento do funcionamento e eficiência de TV's abrangendo distintos tamanhos de áreas de drenagem permitem sua aplicação mais fiel como um elemento subsidiário à gestão das águas pluviais em escala global (Eckart; Mcphee; Bolisetti, 2017), bem como a incorporação em um plano de gerenciamento em uma bacia hidrográfica (Carter & Jackson, 2007). Neste sentido, o presente artigo apresenta conclusões a respeito do efeito da escala no comportamento hidrológico relacionado a retenção de dois TV's extensivos instalados na Região Sul do Brasil.

MATERIAIS E MÉTODOS

A avaliação do efeito de escala foi realizada a partir do monitoramento de dois telhados verdes extensivos, com metragens de 6m² (TV6) e 12m² (TV12), localizados na cidade de Santa Maria, Estado do Rio Grande do Sul, Brasil. A região é caracterizada por um clima mesotérmico brando Cfa (temperado quente), com temperaturas médias do mês mais frio entre 13°C e 15°C e médias dos meses mais quentes superior a 24°C, com máximas absolutas oscilando entorno dos 39°C. A precipitação é regular durante todo o ano, com índices pluviométricos anuais entre 1.500 mm e 1.600 mm (Löbler; Sccoti; Werlang, 2015).

Os TV's monitorados têm a mesma composição entre si, variando apenas o tamanho da área de drenagem. As camadas constituintes foram compostas por vegetação (Sedum rupestre), substrato de 80mm (solo da região *in natura*), membrana geotêxtil, camada de drenagem (MacDrain®2L) e impermeabilização. As estruturas estão dispostas verticalmente a aproximadamente 2,0m do solo. A ilustração esquemática do experimento e a composição física dos telhados, podem ser observados na Figura 1.

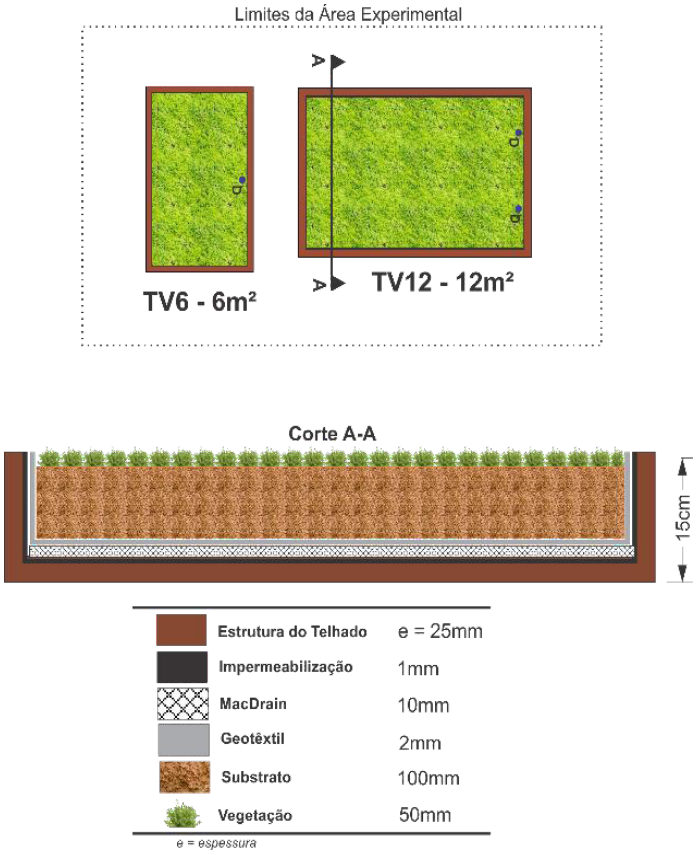


Figura 1 - Planta Baixa e Corte Transversal do Telhado. Sem Escala

Para o monitoramento temporal da chuva foi instalado um pluviógrafo sobre os telhados com precisão de 0,2mm. Em cada uma das estruturas foi aprovisionado um reservatório de 200L na região inferior. Os reservatórios contém um sensor de nível de baixo custo do tipo ultrassom desenvolvido na plataforma de prototipagem Arduino, com armazenamento externo para monitorar temporalmente a variação do nível de água gerado a partir do escoamento de ambas as estruturas. O intervalo temporal de medição da precipitação e de nível foi de 5s. A partir das leituras dos sensores e a prévia cubagem dos reservatórios, foi determinado o fluxo de escoamento superficial, em função da área de cada TV.

O período de monitoramento se estendeu de novembro de 2017 a março de 2018. Os eventos monitorados foram separados em três diferentes classes, conforme recomendados pelo SCS (1971): condição de umidade antecedente do solo (UAS I, II e III) considerando o volume de chuva ocorrido nos cinco dias que antecedem o evento monitorado. Assim: UAS I, para precipitação menor que 13 mm; UAS II quando a precipitação está entre 13 e 28 mm; e UAS III nos casos de precipitação maior que 28 mm nos cinco dias antecedentes ao evento. O número de dias antecedentes sem chuva também foi exposto.

RESULTADOS E DISCUSSÕES

Durante o período de monitoramento, foram registrados 18 eventos, dos quais 10 geraram escoamento (Tabela 1). A precipitação acumulada no período foi de 420mm, aproximadamente.

Entre os 10 eventos que produziram escoamento, oito eventos (80%) registraram escoamento (L/m²) menor para o TV12, quando comparado ao TV6. A melhor eficiência no controle do escoamento também pode ser observada considerando os valores médios do coeficiente de escoamento superficial, que foram de 0,44 (TV12) e 0,63 (TV6).

Tabela 1 - Resultados do Monitoramento

Evento	Precipitação (mm)	C		VR (mm)		ADWP	UAS I, II, III
		TV6	TV12	TV6	TV12		
1	3.90	0.00	0.00	3.90	3.90	3	I
2	18.10	0.00	0.00	18.10	18.10	6	I
3	11.10	0.00	0.00	11.10	11.10	6	I
4	21.60	0.00	0.00	21.60	21.60	7	I
5	8.60	0.00	0.00	8.60	8.60	11	I
6	20.20	0.00	0.00	20.20	20.20	6	I
7	12.00	0.00	0.00	12.00	12.00	3	III
8	5.30	0.00	0.00	5.30	5.30	2	I
9	12.40	0.52	0.73	5.96	3.40	1	III
10	4.00	0.53	0.24	1.89	3.05	1	III
11	42.00	0.66	0.30	14.08	29.53	4	II
12	48.60	0.74	0.25	12.80	36.38	11	I
13	34.00	0.56	0.36	14.82	21.69	10	II
14	42.00	0.70	0.33	12.79	27.98	0	I
15	62.00	0.88	0.51	7.14	30.37	3	I
16	11.00	0.29	0.29	7.83	7.79	4	III
17	10.00	0.64	0.82	3.56	1.81	1	III
18	54.00	0.80	0.56	10.65	23.55	4	II
Total	420.80			192.32	286.35		
	Média	0.63	0.44	10.68 L/m²	15.91 L/m²		

C - Coeficiente de Escoamento
VR - Volume Retido
ADWP - Dias Antecedentes sem Chuvas
UAS - Umidade Antecendente do Solo

Ainda, do total precipitado no período, cerca de 45% e 68% do volume de chuva ficaram retidos nas camadas dos telhados TV6 e TV12, respectivamente. O TV6 armazenou, em média, 10,68 L/m², enquanto no TV12 o armazenamento médio foi de 15,91 L/m², o que permite concluir que o TV de maior área de drenagem (12m²) foi mais eficiente no controle do escoamento.

Para os eventos de chuva de maior magnitude, considerados nesse estudo aqueles com volume acima de 30mm, o TV12 se comportou de forma a reduzir o coeficiente de escoamento para 0,40, enquanto que o TV6 aumentou a proporção escoada, com um coeficiente de 0,72. Ainda, de acordo com os dados monitorados da Tabela 1, quando os volumes de chuva foram inferiores a 30mm, o coeficiente de escoamento se manteve similar para ambas as estruturas (C = 0,55), comportamento análogo ao encontrado por Hakimdavar et al (2014).

Considerando a UAS, 56% dos eventos monitorados estiveram na condição UAS I, 17% em UAS II e 28% em UAS III. Verificou-se que para o TV12 o coeficiente de escoamento médio variou entre 0,18 (UAS I) e 0,41 (UAS II e UAS III). Para o TV6 o resultado encontrado foi 0,31 (UAS I), 0,68 (UAS II) e 0,40 (UAS III).

Portanto, períodos antecedentes secos promoveram um melhor desempenho no controle do escoamento em ambos TVS. Alguns estudos (Nawaz; McDonald; Postoyko, 2015; Stovin; Vesuviano; De-Ville, 2017), já sugerem esse efeito. Também, com base nos resultados obtidos até o momento, há indicativos de que à medida em que o substrato do TV se encontra próximo à saturação,

ambas estruturas passam a apresentar comportamento hidrológico semelhante, com coeficientes de escoamento praticamente idênticos.

Por último, a Figura 2 demonstra o comportamento monitorado dos TV's pelos sensores durante o evento chuvoso 15, caracterizado por uma precipitação de 62 mm.

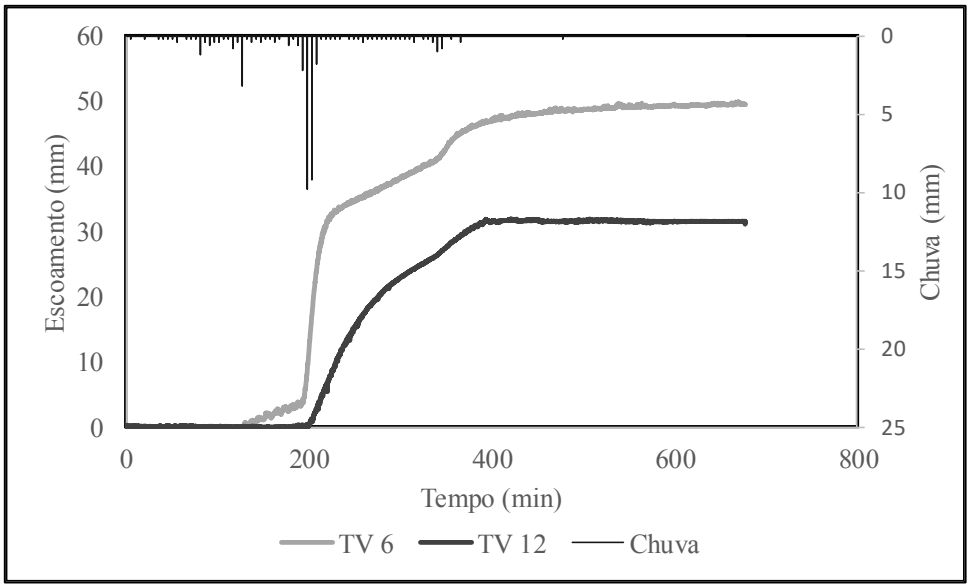


Figura 2 - Comportamento dos telhados verdes no evento 15

Pela análise da Figura 2, para uma chuva acumulada de 42mm, percebe-se a diferença de desempenho entre os dois TV's. O início do escoamento no TV6 ocorre significativamente anterior ao TV12, separados por um 'delay' de 1h, aproximadamente. Em termos de volume, da mesma forma, observa-se claramente um maior escoamento no TV6.

CONCLUSÃO

As investigações sobre o comportamento hidrológico de telhados verdes vêm crescendo rapidamente nas últimas décadas, uma vez que detém elevado potencial de se tornarem um componente importante na infraestrutura de gestão das águas urbanas. Estudos recentes relatam a eficácia dos sistemas em reduzir e retardar a geração de escoamento no contexto de diferentes configurações e condições climáticas.

Analisando os dados obtidos neste estudo, pode-se concluir que os telhados verdes se constituem em uma alternativa eficiente para mitigar problemas de alagamentos no meio urbano, visto que os sistemas analisados têm capacidade média de retenção de volume de chuva de 10 e 15 mm. Ainda mais, observou-se que a escala do telhado verde é um importante determinante do desempenho hidrológico e deve ser considerado durante os esforços futuros de planejamento e projeto.

REFERÊNCIAS

Carter, T., & Jackson, C. R. (2007). Vegetated roofs for stormwater management at multiple spatial scales. *Landscape and Urban Planning*, *80*(1–2), 84–94. https://doi.org/10.1016/j.landurbplan.2006.06.005

Eckart, K., McPhee, Z., & Bolisetti, T. (2017). Performance and implementation of low impact development – A review. *Science of the Total Environment*, *607–608*, 413–432. https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2017.06.254

Graceson, A., Hare, M., Monaghan, J., & Hall, N. (2013). The water retention capabilities of growing media for green roofs. *Ecological Engineering*, *61*(PA), 328–334. https://doi.org/10.1016/j.ecoleng.2013.09.030

Hakimdavar, R., Culligan, P. J., Finazzi, M., Barontini, S., & Ranzi, R. (2014). Scale dynamics of extensive green roofs: Quantifying the effect of drainage area and rainfall characteristics on observed and modeled green roof hydrologic performance. *Ecological Engineering*, *73*, 494–508. https://doi.org/10.1016/j.ecoleng.2014.09.080

Hill, J., Drake, J., Sleep, B., & Margolis, L. (2017). Influences of Four Extensive Green Roof Design Variables on Stormwater Hydrology. *Journal of Hydrologic Engineering*, *22*(8), 4017019. https://doi.org/10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0001534

Liberalesso, T. (2018). *Telhados Verdes Extensivos: Influência da composição do substrato na retenção hídrica e no desenvolvimento da vegetação. Universidade Federal de Santa Maria.*

Löbler, C. A., Sccoti, A. A. V., & Werlang, M. K. (2015). Contribution to the delineation of Pampa and Atlantic Forest biomes in Santa Maria, RS. *Revista Eletrônica Em Gestão, Educação E Tecnologia Ambiental*, *19*(2), 1250–1257. https://doi.org/105902/2236117016038 Contribuição

Nawaz, R., McDonald, A., & Postoyko, S. (2015). Hydrological performance of a full-scale extensive green roof located in a temperate climate. *Ecological Engineering*, *82*, 66–80. https://doi.org/10.1016/j.ecoleng.2014.11.061

O'Driscoll, M., Clinton, S., Jefferson, A., Manda, A., & McMillan, S. (2010). Urbanization Effects on Watershed Hydrology and In-Stream Processes in the Southern United States. *Water*, *2*(3), 605–648. https://doi.org/10.3390/w2030605

Stovin, V., Poë, S., De-Ville, S., & Berretta, C. (2015). The influence of substrate and vegetation configuration on green roof hydrological performance. *Ecological Engineering*, *85*, 159–172. https://doi.org/10.1016/j.ecoleng.2015.09.076

Stovin, V., Vesuviano, G., & De-Ville, S. (2017). Defining green roof detention performance. *Urban Water Journal*, *14*(6), 574–588. https://doi.org/10.1080/1573062X.2015.1049279

Tassi, R., Tassinari, L. C. da S., Piccilli, D. G. A., & Persch, C. G. (2014). Telhado verde: uma alternativa sustentável para a gestão das águas pluviais. *Ambiente Construído*, *14*(3), 139–164. https://doi.org/10.1590/S1678-86212014000100012

Whittinghill, L. J., Rowe, D. B., Andresen, J. A., & Cregg, B. M. (2015). Comparison of stormwater runoff from sedum, native prairie, and vegetable producing green roofs. *Urban Ecosystems*, *18*(1), 13–29. https://doi.org/10.1007/s11252-014-0386-8

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

PREDICCIÓN DE CAUDALES MEDIOS MENSUALES USANDO ÁRBOLES DE REGRESIÓN

Julián David Rojo Hernández, Luis F. Carvajal-Serna y Oscar José Mesa S.
Departamento de Geociencias y Medio Ambiente, Facultad de Minas, Universidad Nacional de Colombia, Medellín - Colombia
jdrojoh@unal.edu.co, lfcarvaj@unal.edu.co, ojmesa@unal.edu.co

RESUMEN:

Se introduce el concepto de árboles de decisión y el esquema general del algoritmo M5 para la construcción de esquemas de regresión por inducción. La metodología planteada tiene por objetivo realizar pronósticos informados de caudales medios mensuales mediante la incorporación de variables explicativas como el ENSO y la predicción de las temperaturas superficiales del Océano Pacífico usando las reglas de juicio derivadas del algoritmo M5. Dicha metodología es aplicada a los caudales del río Guadalupe en Colombia en diferentes horizontes de predicción y se comparan con un modelo no lineal ampliamente utilizado conocido como Redes Neuronales Artificiales. Los resultados indican que la predicción usando información macro-climática de diferentes fuentes dentro del esquema de árboles de regresión-decisión permite mejorar los indicadores de error de forma significativa para diferentes horizontes en comparación con las Redes Neuronales Artificiales.

ABSTRACT:

The concept of decision trees and the general scheme of the M5 algorithm for the construction of decision trees based on induction regression schemes are introduced. The objective of the proposed methodology is to make informed prediction of monthly mean streamflows by incorporating explanatory variables such as the ENSO and predictions of the surface temperatures of the Pacific Ocean using M5 judgment rules. This methodology is applied to the streamflows of the Guadalupe River in Colombia in different prediction lead time and is compared with a widely used non-linear model such as the Artificial Neural Networks. The results indicate that the prediction using the decision trees and the macro-climatic information have better performance than Artificial Neural Networks.

PALABRAS CLAVES: **v**ariabilidad climática, predicción de caudales, árboles de regresión-decisión, reglas de juicio, redes neuronales artificiales, río Guadalupe.

INTRODUCCIÓN

De todas las variables del ciclo hidrológico los caudales de los ríos juegan un papel directo e importante en el desarrollo de la sociedad. En países Andinos como Colombia, el agua superficial que transportan los ríos es usada para el consumo humano y doméstico, la agricultura y la seguridad alimentaria, la producción de energía, el uso por parte de diferentes industrias, el transporte de pasajeros y mercancías y además juega un rol fundamental en la gestión del riesgo, motivos suficientes para convertir los pronósticos de caudales en el objetivo principal de muchos tipos de estudios relacionados con el planeamiento y manejo de los recursos hídricos.

En el caso de Colombia los grandes cambios en la hidrología suelen estar relacionadas con la alta variabilidad espacio-temporal de eventos macroclimáticos a gran escala (Poveda, 2004) y por ello la capacidad de predicción para los caudales de los ríos de Colombia cambia según las condiciones en las que se encuentre el año analizado. De manera análoga también debe tenerse en cuenta la dinámica no lineal de las relaciones entre el clima y la hidrología para modelar el comportamiento de las series caudales. Las relaciones existentes entre la hidrología del país y la climatología global no son del todo claras en términos de su intensidad espacio-temporal, por cuanto no existen formas de cuantificar el efecto no lineal con el que actúa el macro-clima sobre la hidrología.

Desde finales de los años 80 los ingenieros en Colombia han hecho un enorme esfuerzo por predecir los caudales medios mensuales con fines de planificación, en particular para el sector eléctrico. La no linealidad de los procesos hidrológicos ha vuelto necesario el estudio de nuevos modelos de predicción asociados a novedosas técnicas de tratamiento matemático y estadístico de los datos; la primera apuesta en dicho sentido fue aplicada a la hidrología colombiana por Carvajal (1994) presentando el Análisis Espectral Singular y las Redes Neuronales. Desde el trabajo Carvajal, las redes neuronales han sido uno de los métodos más aplicados para la predicción de caudales en Colombia y con mejores resultados a nivel local.

Problemas complejos de predicción podrían resolverse si se descompone el conjunto de variables explicativas en un número finito de procesos de menor complejidad; y bajo este esquema el espacio formado por las variables involucradas puede ser divido en un número finito de subespacios para los cuales se construye un modelo especializado que podría ser considerado como un modelo experto.

Las combinaciones de expertos (o máquinas comité (Haykin, 1999) suelen ser una de las aproximaciones más utilizadas en ejercicios de predicción y suelen clasificarse en dos categorías: (1) combinación estadística: donde la respuesta de los expertos se combina mediante algún mecanismo que no dependa de las variables de entrada, por ejemplo utilizando un promedio simple de los resultados, y (2) combinación dinámica: donde los expertos son combinados utilizando esquemas ponderados que depende de las variables de entrada. Las máquinas comité dinámicas pueden dividirse nuevamente en dos grupos: (2a) un enfoque estadístico con divisiones flexibles del espacio conformado por las variables de entrada (Jacobs et al, 1991, Jordan & Jcobs, 1994) y (2b) métodos que no combinan las salidas de los diferentes expertos y en cambio usa el más adecuado de ellos (un caso particular donde los pesos de los demás expertos son cero).

El tipo de modelos (2b) se caracterizan por utilizar variables binarias para dividir el espacio de entrada en regiones que cada vez se hacen más estrechas; cada experto es entrenado con los datos de su propia región y finalmente la salida de un solo experto especializado es tenida en consideración, el resultado de dicho procedimiento es una jerarquía, o si se quiere un árbol binario con las normas de división de los subespacios tal como lo muestra la Figura 2. Dichas técnicas son

conocidas en el medio como modelos modulares y su optimización fue introducida por Friedman (1991) en su trabajo sobre el MARS.

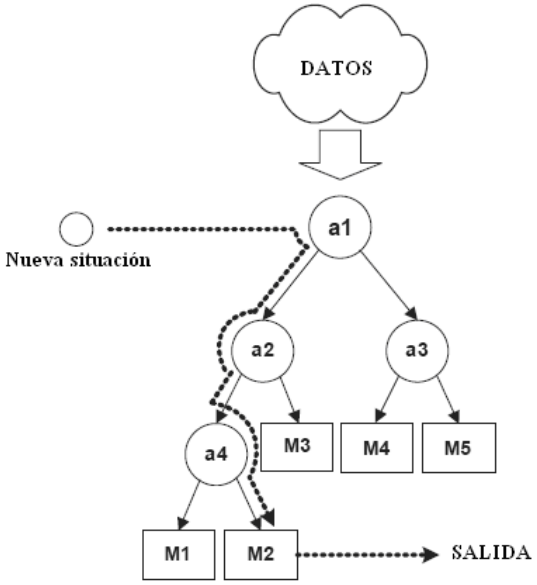


Figura 1.- Modelo de árbol binario

Normalmente los nodos del árbol (ramas) están etiquetadas con un Test de clasificación (cuando el valor del atributo es menor, mayor o igual a cierto valor) y las hojas están etiquetadas con una clasificación que corresponde al pronóstico del árbol. Los árboles de regresión son muy eficientes dada su alta capacidad de aprendizaje y su habilidad para hacer frente a problemas de alta dimensionalidad mediante la partición dado por las variables explicativas como se muestra en la Figura 2.

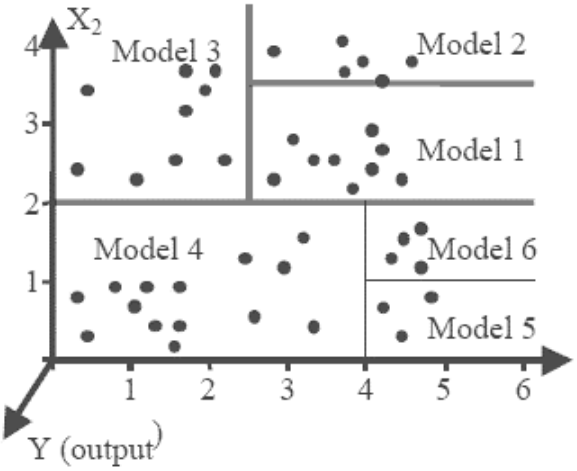


Figura 2.- División del espacio asociado a las variables explicativas

En cada subconjunto se puede ajustar un modelo de regresión a fin de resolver el problema de pronóstico o interpolación en cada subregión de datos. Así fue como Quinlan (1992) y Wang & Witten (1997) presentaron el algoritmo M5, generando una alternativa a los métodos clásicos de regresión mediante un conjunto de árboles que se representan gráficamente a partir de eglas if-then. Este algoritmo implica dividir el espacio de entrada en muchos subespacios y ajustar un modelo de regresión lineal en cada uno de los espacios secundarios.

Dentro de las ventajas del algoritmo M5 se encuentra la posibilidad de incorporar en los procesos de pronóstico tanto variables cuantitativas como cualitativas mediante reglas del tipo if – then, lo que representa una enorme ventaja en comparación con otros esquemas de predicción.

El presente trabajo tiene por objeto elaborar un modelo de pronósticos de caudales medios mensuales mediante la incorporación de variables explicativas como el ENSO y la predicción de las temperaturas superficiales del Océano Pacífico usando reglas de juicio derivadas del algoritmo de decisión- regresión M5. Dicha metodología será aplicada a un caso particular en Colombia (los caudales del río Guadalupe) y se comparan sus resultados con el modelo no lineal ampliamente utilizado y conocido como Redes Neuronales Artificiales.

ALGORITMO DE CLASIFICACIÓN M5

Suponga que se tiene una colección de *T* datos para calibrar un modelo de la forma:

$$y = f(X_1, X_2, \ldots\ldots X_n) + e \quad [1]$$

Los modelos basados en árboles de decisión son construidos bajo el concepto de "divide y vencerás" mediante un criterio heurístico de agrupamiento (clúster) que busca minimizar la variación interna de los valores de la clase dentro de cada subregión o subconjunto Quinlan (1992), eligiendo aquel atributo que maximice la reducción de la variancia de cada subconjunto de acuerdo a la siguiente expresión:

$$SDR = sd(\mathrm{T}) - \sum_i \left[\frac{T_i}{T}\right] sd(T_i) \qquad [2]$$

Donde T corresponde a la colección de datos en el nodo a dividir. El conjunto o colección de datos correspondiente al atributo i considerado en la división de T, y el operador $sd()$ estima la desviación típica de los datos. Finalmente la aplicación de mínimos cuadrados sobre cada una de las subregiones obtenidas permite hallar las relaciones existentes entre las diferentes variables involucradas en el problema.

REDES NEURONALES ARTIFICIALES

El esquema propuesto es una RN tipo perceptrón multicapa de retropropagación con una capa oculta. Esta configuración de RN ha sido ampliamente usada en los sistemas de recursos hídricos y generalmente exhiben buenas habilidades para modelar series de tiempo hidrológicas (Gupta et al, 2000). En la Figura 3 se presenta la topología usada para la predicción de series de caudales.

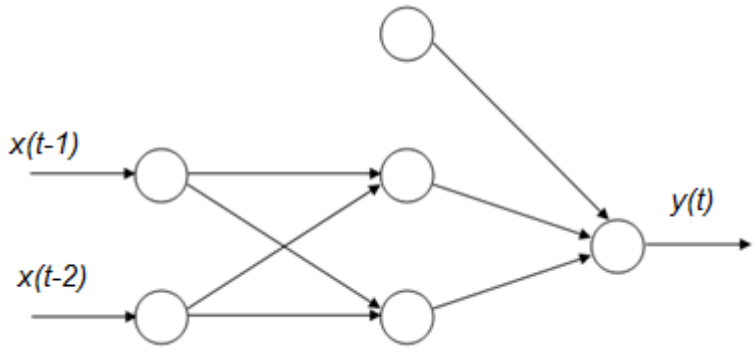


Figura 3.- Topología de la red Neuronal

Las redes neuronales clásicas permiten la conexión de los nodos entre capas consecutivas. Cada conexión tiene asociado en peso $w_{ij}^{l}(n)$ el cual denota el peso de la conexión entre el nodo i de la capa $l-1$ y el nodo j de la capa l. Para una RN con una sola capa oculta $l=1,2$. El valor de entrada de cada nodo se conoce como *Potencial Post Sináptico* (PSP por sus siglas en inglés) y es calculado como:

$$v_j^{(l)} = \sum_{i=0}^{m_{l-1}} w_{ij}^{(l)} x_i^{(l-1)}; l = 1,2 \qquad [3]$$

Donde $y_i^{(l-1)}$ es la salida del nodo i en la capa $l-1$ y m_{l-1} es el número de nodos en la capa $l-1$. La función de trasferencia o de activación de cada nodo es una función no lineal que trasforma la PSP en una salida o valor de activación.

$$y_j^{(l)} = f\left(v_j^{(l)}\right) \qquad [4]$$

Donde $y_j^{(l)}$ es la salida del nodo j ($j=1,2,...,m_l$) y $f()$ es una operación no lineal usada como función de activación; en este trabajo se usó la *logsigmoidea* y la *tansigmoidea* definidas respectivamente como:

$$f(v) = \frac{1}{1-e^{-v}} \qquad [5]$$

$$f(v) = \frac{2}{1-e^{-2v}} - 1 \qquad [6]$$

Mediante el proceso de entrenamiento se ajustan los pesos $w_{ij}^{l}(n)$ de cada capa de tal forma que se logre el mejor ajuste de la serie de tiempo.

DATOS Y METODOLOGÍA

Los datos utilizados para el desarrollo del presente trabajo corresponden a las serie de caudales medios mensuales del río Guadalupe, cuya estación de aforo se encuentra ubicada en inmediaciones de la población de Carolina del Príncipe al nor-occidente de Colombia. El río Guadalupe constituye el eje central de la cadena de generación eléctrica conocida como GUATRON que actualmente genera el 7% de la hidroelectricidad del país y que pertenece a las Empresas Públicas de Medellín. El registro de la serie de caudales inicia en enero de 1938 y finaliza en diciembre de 2017. La serie de caudales del río Guadalupe y su ubicación se presentan en la Figura 4.

El ciclo anual del río Guadalupe es bimodal, típico de la región Andina Colombiana caracterizado por la existencia de dos temporadas secas (DEF, JJA) y dos temporadas húmedas (MAM, SON) evidenciando una fuerte dependencia estacional en los valores de los caudales. En la Figura 5 se presenta el análisis de correlación entre las anomalías de caudales estandarizadas del río Guadalupe y las anomalías de temperatura en la superficie del mar. Los resultados indican que el río Guadalupe es altamente dependiente del sistema ENSO por la magnitud y localización de las mayores correlaciones, en particular sobre la región Niño 3-4 y la Piscina Caliente del Pacífico Este.

El ciclo anual del río Guadalupe y el análisis de correlación anterior permite definir como variables explicativas del comportamiento del río Guadalupe valores cualitativos y cuantitativos asociados al ENSO. Las variables cuantitativas, son aquellas cuyos valores representan un conjunto de cualidades no numéricas dadas por categorías o modalidades, entre ellas variables cualitativas ordinales, las cuales permiten establecer relaciones de orden entre las categorías. (Ejemplo: Niño, Normal, Niña) o variables cualitativas por intervalos que permiten conocer la distancia numéricas entre dos niveles. (Como por ejemplo: Enero, Febrero, Marzo… para incluir el ciclo anual) que además puede ser agrupada por intervalos, trimestres (DEF, MAM, JJA, SON). También podrían

utilizarse dentro de este modelo variables binarias que solo adoptan valores de 0, 1 (si, no; existe, no existe, verdadero, falso) y se usan para resolver problemas del tipo inclusión-exclusión, por ejemplo: llueve-no llueve; verano-invierno.

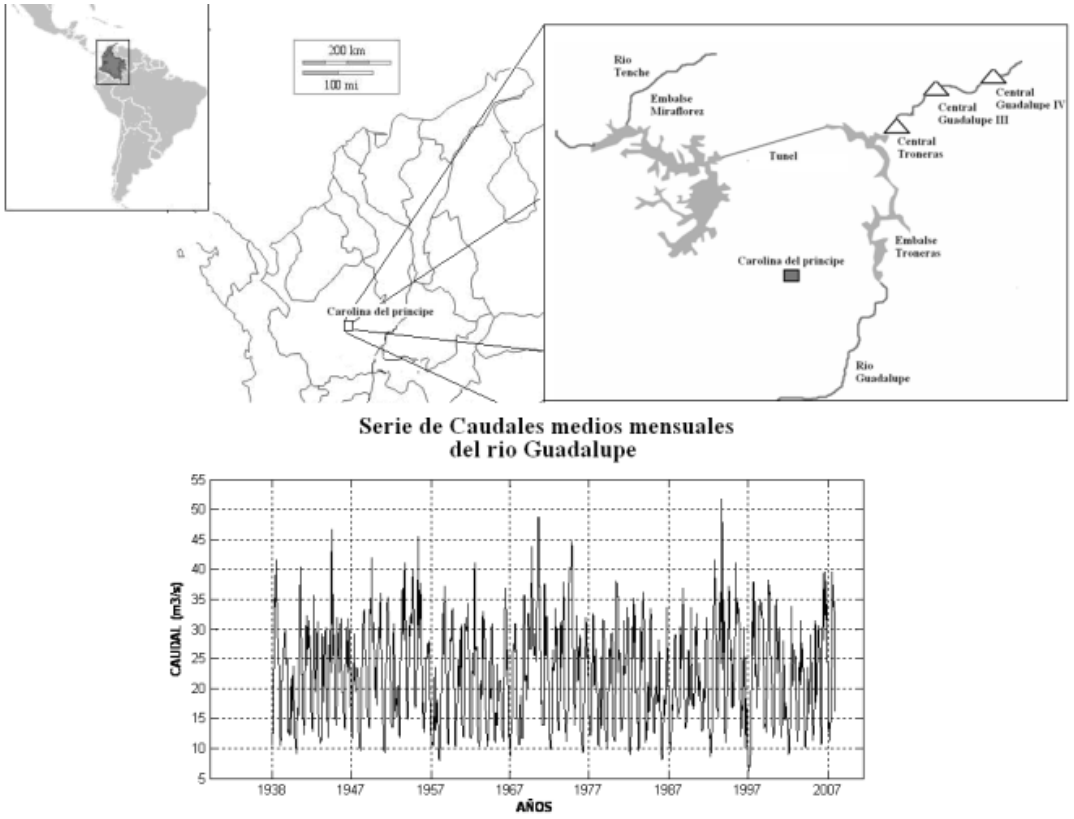


Figura 4.- Serie de Caudales medios mensuales del río Guadalupe

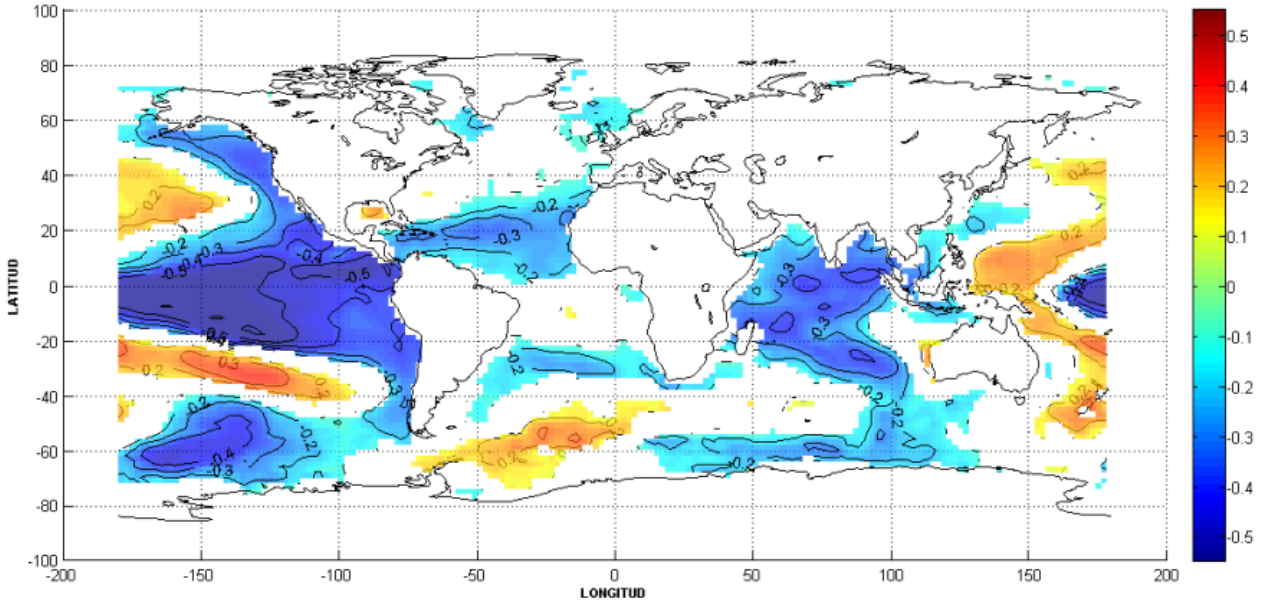


Figura 5.- Análisis de la correlación entre los caudales estandarizados del río Guadalupe y las anomalías de temperatura en la superficie del mar.

Finalmente, el algoritmo M5 también permite utilizar variables cuantitativas sean discretas o continuas. El procedimiento para la predicción es el siguiente:

- *Identificar fuentes de información:* La NOAA posee un centro de predicciones climáticas conocido como NCEP/NWS donde se resumen las predicciones de las temperaturas superficiales del océano para los diferentes modelos propuestos por varios autores desde 1980 para horizontes de pronóstico de 1,3,6,9 y 12 meses como se muestra en la Figura 6. Igualmente el Instituto de Clima y Sociedad de la Universidad de Columbia (IRI por sus siglas en inglés) ha desarrollado un modelo probabilístico estacional que estima la probabilidad de ocurrencia de los estados Niño, Normal, y Niña; la base de datos tiene un periodo de registro que comprende reportes desde el año 2003 a la fecha y los pronósticos están dados para una longitud de ventana de 10 meses como se muestra en la Figura 7.

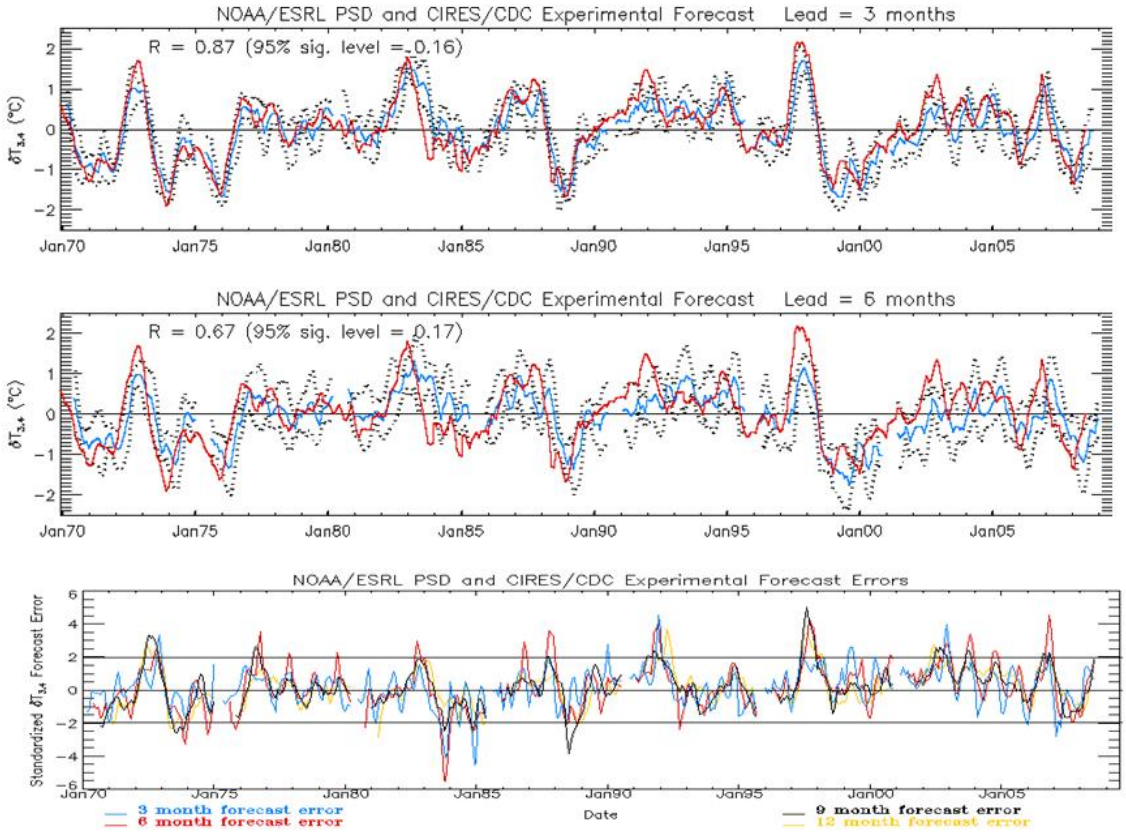


Figura 6.- Pronostico de las SST en la región Niño 3.4 usando un modelo marcoviano (http://www.cpc.ncep.noaa.gov/products/people/yxue/SL_forecast_clim71-00_godas.html)

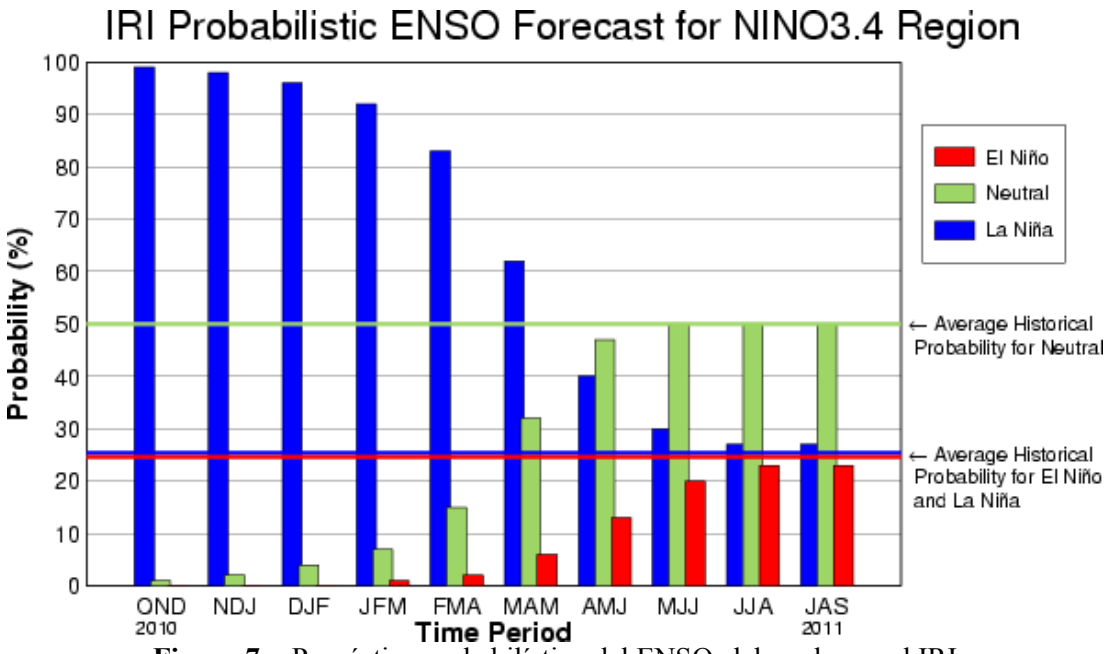


Figura 7.- Pronóstico probabilístico del ENSO elaborado por el IRI

- *Construcción de las variables del árbol de decisión:* los pronósticos de la NOAA pueden servir para definir las variables cualitativas y cuantitativas a considerar dentro del algoritmo M5. Para el presente trabajo se define como variable cualitativa los pronósticos del ENSO cuyos atributos son construidos en función de los valores de probabilidad asociados al pronóstico de cada una de sus fases según el IRI (EL Niño=0; Neutral=1; La Niña=2). Los pronósticos de las SST serán incluidos como variable continua y los meses del año serán involucrados como variables cualitativas por intervalos como se muestra en la Figura 8.

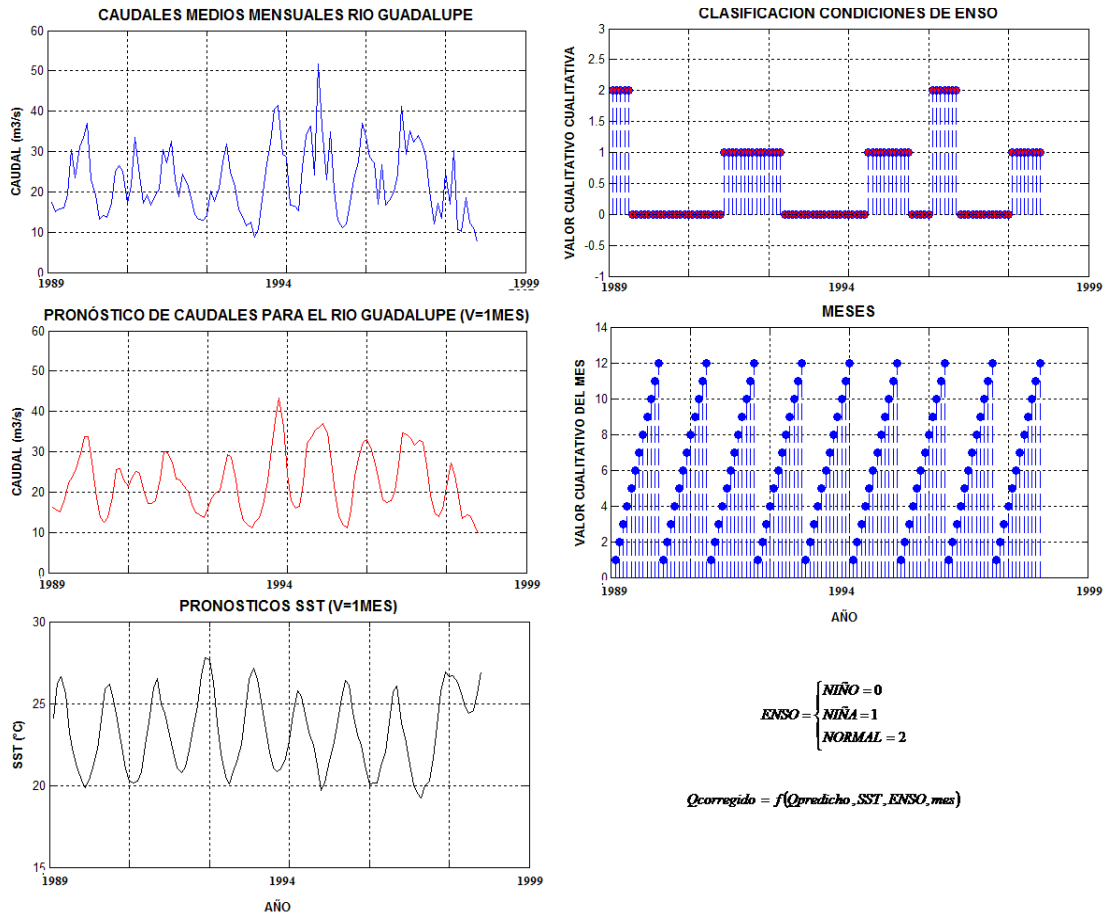


Figura 8.- Variables utilizadas en la construcción del árbol de decisión para el río Guadalupe

- *Estrategia de calibración y validación:* para aplicar el algoritmo M5 a la modelación de los caudales del río Guadalupe se han definido como periodo de calibración la información entre el año 2002 y 2011 (10 años) y la validación entre 2012 y 2017 (5 años).

El esquema anterior también permite definir los parámetros de entrada de la red neuronal, los cuales corresponderán a los pronósticos del ENSO, así como valores retardados (rezagados) de las temperaturas en la superficie del mar y la misma serie de caudales.

Los resultados obtenidos por el algoritmo M5 se comparan con aquellos generados por la Red Neuronal, entre los criterios para evaluar los pronósticos se generará una dispersión entre el valor predicho y el valor histórico, su cercanía a la recta de 45° permitirá analizar la existencia de errores sistemáticos en el pronóstico, además se incluye el coeficiente de correlación entre ambos valores a fin de analizar cuanto se acercan los valores predichos a los valores históricos, además se estimará el valor medio porcentual de los errores (MAPE) y la raíz del error cuadrático medio (RMSE).

RESULTADOS

Se aplica el Algoritmo M5 incorporando las predicciones del ENSO dadas por la NOAA y el IRI categorizadas, además se involucran variables categóricas asociadas a la estacionalidad y el ciclo anual. Internamente el algoritmo M5 divide el espacio de fases dado por las variables explicativas y desarrolla para cada conjunto de datos una regresión lineal múltiple. En el caso de la red neuronal la no linealidad se simula a partir de los pesos entre las conexiones de la red. Los resultados del

proceso de predicción para el horizonte de un mes se presentan en la Figura 9. Por ejemplo el indicador de error MAPE, con las RNA sería de 9.6% mientras que con el algoritmo M5 sería del 5.3% para el río Guadalupe. El algoritmo M5 disminuye la dispersión en los datos pero a cambio, genera una clasificación que podría arrojar múltiples valores predichos para una misma observación, por ejemplo, cuando los caudales del río Guadalupe son del orden de 17 m^3/s el modelo puede arrojar valores entre 15 y 20 m^3/s. lo que realmente podría ser una buena aproximación.

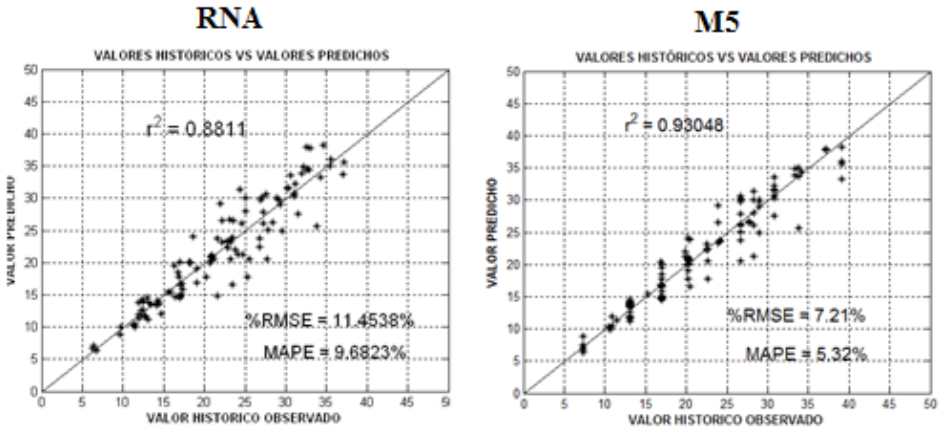


Figura 9 .- Validación de los pronósticos usando Redes Neuronales Artificiales (RNA) y árboles de Decisión M5 para horizonte de un mes.

Los errores asociados a otros horizontes son analizados en la Tabla 1. Para todos los casos la red neuronal posee una capacidad de pronóstico inferior a la del algoritmo M5.

Tabla 1.- Comparación de los errores de pronóstico entre árboles de regresión (M5) y Redes Neuronales artificiales (RNA).

Modelo	**RNA**		**M5**	
Horizonte	**RMSE(%)**	**MAPE(%)**	**RMSE(%)**	**MAPE(%)**
1	11.45	9.68	7.21	5.32
3	13.73	11.73	9.11	7.96
6	15.27	14.72	11.31	11.32

Si bien los resultados son para un río en particular con unas características climáticas bastante relacionadas con el sistema ENSO, el presente trabajo demuestra que los algoritmos de partición pueden ser equipárales e incluso superar la capacidad de pronóstico de las redes neuronales.

CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos luego de la aplicación del algoritmo M5 para el pronóstico de caudales medios mensuales a diferentes horizontes, muestran que el uso de árboles de decisión incorporando al pronósticos variables explicativas, permite disminuir significativamente el error de los pronósticos al incorporar de forma indirecta la información macro climática en comparación con otro modelo no lineal como las Redes Neuronales Artificiales.

Los resultados anteriores demuestran que el algoritmo M5 representa adecuadamente los caudales del río Guadalupe gracias a su capacidad para generar regresiones locales mediante la partición del espacio formado por las variables explicativas. Dicho enfoque presenta ventajas significativas

cuando se compara con otros métodos no lineales como las Redes Neuronales Artificiales, siendo en este caso, lo errores derivados de los árboles de regresión menores y bastante adecuados para la predicción de caudales del río Guadalupe.

REFERENCIAS

Carvajal, L.F., (1994). "Acerca de la predicción no lineal en hidrología". *Tesis de Maestría, Universidad Nacional de Colombia*, Facultad de Minas, Medellín, Colombia. 136 pp.

J.H. Friedman, Multivariate adaptive regression splines, Ann. Statist. 19 (1991) 1–141.

Poveda, G. (2004). "La hidroclimatología de Colombia: una síntesis desde la escala inter-decadal hasta la escala diurna". *Revista de la Academia Colombiana de Ciencias exactas, físicas y naturales*, 28(107), 201-222.

Quinlan J R (1992). **"**Learning with continuous classes". *In: Adams, Sterling (Eds.), Proceedings of AI'92, World Scientific*, pp 343–348 45.

R.A. Jacobs, M.I. Jordan, S.J. Nowlan, G.E. Hinton. (1991). "Adaptive mixtures of local experts", *Neural Comput.* 3 79–87.

S. Haykin, (1999). "Neural Networks. A Comprehensive Foundation", *Prentice-Hall*, Engelwoods Cliffs, NJ.

Wang Y, Witten I H (1997) "Induction of model trees for predicting continuous classes". *In: Proceedings of the Poster Papers of the European Conference on Machine Learning*, University of Economics, Faculty of Informatics and Statistics, Prague.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

ANÁLISIS DE LA DISPONIBILIDAD DE AGUA ANTE DISTINTOS ESCENARIOS DE OFERTA Y DEMANDA EN LA CUENCA DEL RIO SAN ANTONIO, PROVINCIA DE CÓRDOBA

Javier Alvarez[1], César Luis García[2], C. Marcelo García Rodríguez[1]

[1]Instituto de Estudios Avanzados en Ingeniería y Tecnología (IDIT CONICET/UNC). FCEFyN, Av. Vélez Sarsfield 1611, Ciudad Universitaria, Córdoba, Argentina.
[2]Centro de Investigación y desarrollo en Inmunología y Enfermedades Infecciosas (CIDIE CONICET / UCC), Av. Armada Argentina 3555, Córdoba, Argentina *javieralvarez.ic@gmail.com, cesarnon@gmail.com, cgarcia2mjc@gmail.com*

RESUMEN:

El objetivo de este trabajo, es evaluar el impacto de las variaciones del caudal del río San Antonio sobre la disponibilidad de agua para las localidades que toman agua de sus márgenes, a partir de distintas proyecciones de precipitación y temperatura para distintas concentraciones de Gases de Efecto Invernadero. Para cumplir este objetivo, se simuló el comportamiento hidrológico de la cuenca utilizando un modelo hidrológico continuo y distribuido, modelando escenarios hipotéticos de precipitación y escenarios de precipitación y temperaturas obtenidos de modelos de cambio climático global, luego de ser escalados espacialmente mediante técnicas estadísticas y de haberles corregido el sesgo de magnitud. Es así que los resultados apuntan a que, aunque llueva hasta un 30% más de lo normal, el riego de escases de agua es crítico entre Julio y Septiembre. Además, precipitaciones del orden de 30% menores a las observaciones generan grandes problemas al suministro de agua potable, con numerosos días sin poder suplir de agua potable a las comunidades vecinas al río San Antonio. Por último, se espera que el Riesgo de Escasez del Agua aumente con el tiempo, aunque no directamente proporcional al crecimiento poblacional y no se aprecian tendencias claras de crecimiento del REA en las proyecciones futuras de los GCMs.

ABSTRACT:

The paper objective is to analyze the impact of the San Antonio runoff variations on the water availability, based on different rainfall and temperature projections for different Greenhouse Emissions projection pathways. To achieve this objective, the basin hydrological behavior was simulated using a continuous and distributed hydrological model, modelling hypothetical precipitation scenarios and Global Climate Models scenarios of precipitation and temperature, after being bias-corrected and spatially downscaled using statistical techniques.

The results suggest that, even if it rains up to 30% more than normal, the risk of water scarcity is critical between July and September. In addition, precipitations of the order of 30% lower than the observations, generate big problems to the supply of drinking water, with several days without being able to supply drinking water to the riverside cities the San Antonio. Finally, the Water Scarcity Risk is expected to increase over time, although not directly proportional to the population growth, and there are no clear growth trends of the WSR in the future projections of the GCMs.

PALABRAS CLAVES: Simulación Hidrológica; Escasez de Agua; GCM; Río San Antonio.

INTRODUCCIÓN

Bajo el contexto actual de cambio climático, un reporte de la Organización de las Naciones Unidas (UNDP, 2006) señala que, en el 2030 casi la mitad de la población mundial vivirá en áreas de estrés hídrico. Además, la Organización Mundial de la Salud estima que, en 2025, cerca de 2000 millones de personas vivirán en países o en regiones donde la escasez de agua será absoluta y los recursos hídricos por persona estarán por debajo de los 500 metros cúbicos anuales recomendados, cantidad de agua que necesita una persona para llevar una vida sana e higiénica.

En cuanto a la gestión estratégica en Argentina, las sequías han causado en el año 2012 pérdidas del orden de U$D 2.2 mil millones (Banco Mundial, 2016). Dentro de las pérdidas generadas por las sequías se pueden incluir las pérdidas de producción agrícola-ganadera, costos por suministros de agua potable de carácter suplementarios, entre otros.

Por otro lado, un estudio de todas las ciudades de más de 750.000 habitantes ubica a la ciudad de Córdoba (Argentina) como la 8° ciudad del mundo más sensible a sufrir restricciones hídricas debido a la combinación de cambios climáticos, demográficos y ecológicos (Jenerette y Larsen 2006).

Muy próxima a la ciudad de Córdoba, se ubica la cuenca que abastece al lago San Roque, principal fuente de agua potable para dicha ciudad y todas aquellas rivereñas a los principales tributarios del dique. Uno de los principales tributarios, es el río San Antonio, considerado como la principal fuente de abastecimiento de agua potable para los habitantes e industrias de las localidades del Sur de Punilla, sin embargo en la actualidad y en el período de estiaje, se ha llegado a extraer la totalidad del caudal del río en las semanas previas al inicio de la época de lluvias.

OBJETIVOS

El objetivo del trabajo es analizar el impacto de las variaciones del caudal del río San Antonio sobre la disponibilidad de agua (Oferta) para las localidades que toman agua del río San Antonio (Demanda), a partir de distintas proyecciones de precipitación y temperatura para distintas concentraciones de Gases de Efecto Invernadero (GEI).

ÁREA DE ESTUDIO

La cuenca del río San Antonio (Figura 1) forma un área aproximada de 500 km2, caracterizada por un relieve montañoso. Además de su comportamiento torrencial, su caudal fluctúa ampliamente entre épocas estivales y de estiaje, debido a ubicarse en una región de clima semiárido. En el caso del caudal de estiaje, éste históricamente ha oscilado entre 0.8 y 0.4 m3/s. El módulo del río es de 4.5 m3/s (datos del Centro de la Región Semi-Árida del Instituto Nacional del Agua “INA-CIRSA” entre 1992 y 2013).

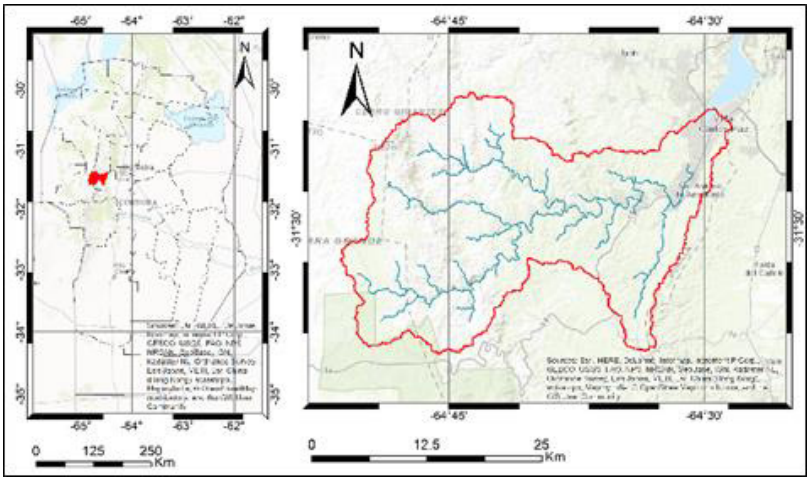


Figura 1.- Ubicación de la cuenca del río San Antonio.

Actualmente, de acuerdo con información suministrada por la COOPI, 22 mil cuentas se encuentran conectadas al servicio de agua potable, de los cuales, las estimaciones aseguran que 50 mil habitantes estables gozan de este servicio, precisando así un módulo de extracción de 0.3m3/s, aun teniendo la capacidad de tratamiento de 0.5m3/s.

MATERIALES Y MÉTODOS

Para simular el comportamiento hidrológico de la cuenca del rio San Antonio se utilizó el modelo hidrológico JAMS, calibrado y parametrizado para la cuenca de este río con observaciones de precipitaciones, temperaturas y caudales registrados por el INA-CIRSA entre 1992 y 2013.

El modelo hidrológico JAMS (Jena Adaptable Modelling System) fue desarrollado por el "Department of Geoinformatics, Hydrology and Modelling", de la Friedrich-Schiller-University, Jena, Alemania (http://jams.uni-jena.de). Este modelo se basa en la ecuación de balance hídrico y es del tipo continuo y distribuido en HRU (hydrologycal Responce Units). La cuenca se representa como una serie de reservorios y HRU interconectados y los cálculos se realizan en un paso de tiempo fijo. La simulación de los procesos se lleva a cabo en distintos módulos: intercepción y evapotranspiración, infiltración, flujo subterráneo y tránsito en laderas y en cauce.

Para analizar su impacto en los caudales escurridos en la cuenca, se simularon con JAMS escenarios hipotéticos de precipitación y temperatura, sintetizados a partir de los valores observados, y escenarios climáticos obtenidos de modelos de cambio climático global (GCM, por sus siglas en inglés).

Los GCM utilizados corresponden al CMIP5 y sólo se trabajó con la lámina de lluvia diaria, obtenida de la base de datos provista por la 3er Comunicación Nacional de Cambio Climático en formato netCDF (http://3cn.cima.fcen.uba.ar/), cuya resolución espacial de 0.5° por píxel. En particular, entre los modelos climáticos disponibles en esta base de datos, se trabajó con los tres que mejores desempeños presentan para la Provincia de Córdoba. Estos son MPI, CNRM y NorESM ya que presentan menor error medio de las observaciones y mayor número de veces presentan menor error (Alvarez, 2016).

Cabe señalar que, antes de asimilar los datos de GCMs a JAMS, se corrigieron la distribución espacial y los sesgos de la precipitación y temperatura con observaciones terrenas mediante la técnica de escalamiento estadístico Quantile Mapping que corrige los valores Quantil a Quantil. Al incluir estos datos en el modelo hidrológico se simularon caudales para escenarios climáticos futuros con base física y de acuerdo con las proyecciones de gases de efecto invernadero.

RESULTADOS

Se determinó que, en los 20 años de registros, las precipitaciones totales anuales han oscilado en torno al 22% del valor medio. Estas amplias fluctuaciones son propias del clima en que se encuentra la cuenca. Además, de la comparación con escenarios climáticos corregidos, se observó que las PTA tienden a crecer en el tiempo en 10% con fluctuaciones del orden del 25%, intensificando los picos y valles.

La condición de Riesgo de Escasez de Agua (REA) se presenta cuando el flujo superficial es menor al necesario para abastecer a la totalidad de población, mientras se procura mantener un caudal ecológico de al menos 0.2 m3/s. Para entender qué sucede en ciclos climáticos con años secos o húmedos se realizaron escenarios de variación de montos de precipitación. Se adopta un valor de variaciones de 30% para sintetizar las series de precipitaciones a partir de las variaciones inter-anuales observadas. Es así, que la figura 2 muestra en 3 colores diferentes los días que habría REA ante distintas demandas (0.3m3/s, 0.6m3/s y 0.9m3/s, en azul, verde y rojo respectivamente) para las variaciones de lluvia en el 2013 en +/-30% y sin variación alguna.

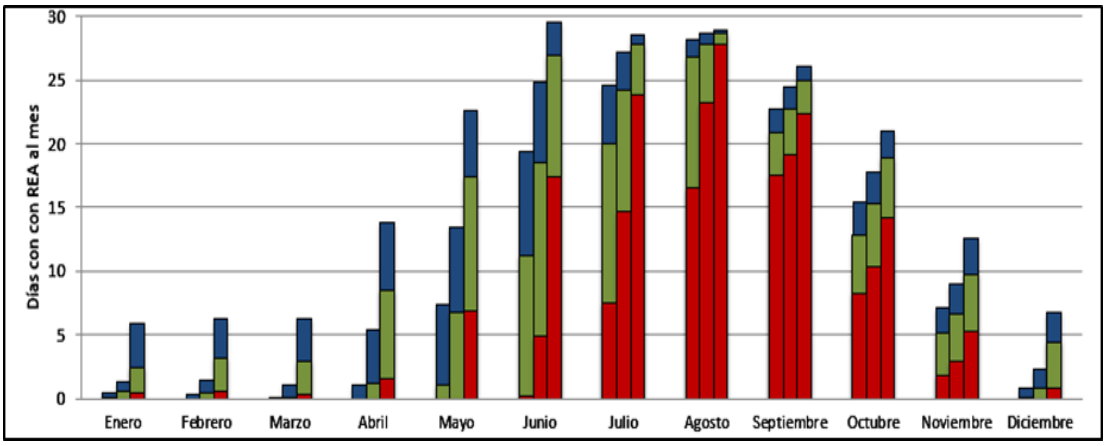


Figura 2.- Número de días con REA al mes, según la demanda de agua de 0.3m3/s (azul), 0.6m3/s (verde) y 0.9m3/s (rojo). Variaciones mensuales de lluvia en sentido de izquierda a derecha (con colores más oscuros a más claros): +30%, 0%, -30%.

Al observar la figura 2 cabe notar el aumento de los días con REA al disminuir en 30% la tasa de lluvia en el año 2013, ya que los días en que peligra el abastecimiento de agua potable y el caudal ecológico ascienden notoriamente. En este caso además, aumenta la cantidad de días con REA para las demandas proyectadas de 0.6m3/s y 0.9m3/s, incluso en los meses del período estival. Por otro lado, entre Junio y Agosto la satisfacción de la demanda de 0.3m3/s y el caudal ecológico, con 30% menos de precipitación corre grave peligro y merece especial atención para los tomadores de decisiones.

Mediante la aplicación de las técnicas de escalamiento estadístico sobre los GCMs, los resultados vistos en general fueron muy buenos, corrigiendo la distribución espacial a las precipitaciones y temperaturas y corrigiendo los sesgos de los valores medios con respecto a las observaciones históricas. A su vez, las correcciones garantizaron mantener la variabilidad intrínseca de los modelos y las tendencias futuras.

Por otro lado, la tabla 1 compara los días con Riesgo de Escasez de Agua (REA) para escenarios simulados con los GCMs en el período histórico (1961-2010), Futuro Cercano “FC” (2016-2040) y Futuro Lejano “FL” (2076-2100) y para los forzamientos radiativos (RCP) de 4.5 y 8.5:

Tabla 1.-Cantidad de días REA, caudales menores a 0.3, 0.6 y 0.9m3/s, para diferentes RCP y períodos de tiempo. Entre observaciones y GCM.

GCM	días REA por demanda	Escenario Observado	Escenario Histórico	Escenario Futuro Cercano RCP4.5	Escenario Futuro Cercano RCP8.5	Escenario Futuro Lejano RCP4.5	Escenario Futuro Lejano RCP8.5
NorESM	**0.3m^3/s**	78	110	95	95	97	106
	0.6m^3/s	126	158	146	145	146	152
	0.9m^3/s	158	185	175	172	173	180
MPI	**0.3m^3/s**	78	70	103	75	103	97
	0.6m^3/s	126	134	153	134	173	153
	0.9m^3/s	158	173	182	169	213	190
CNRM	**0.3m^3/s**	78	96	89	101	103	97
	0.6m^3/s	126	147	140	151	151	148
	0.9m^3/s	158	178	170	185	178	180

A partir de la tabla 1, los caudales simulados en JAMS con datos de GCM en los períodos históricos se encuentran sesgados positivamente, con respecto a los caudales simulados con datos observados. Sin embargo, no se observan cambios significativos respecto al período histórico en los períodos futuros cercanos y lejanos, y para los diferentes RCP.

Por último, siguiendo el análisis de la tabla 1, se puede ver que los días con caudales simulados a partir de datos observados inferiores a 0.3m3/s equivalen a una cuarta parte de los días del año. Además, se espera que la población a abastecer de agua se duplique en 22 años y triplique en 58 años (en función de registros históricos del INDEC), observándose que los días con REA aumentarían, aunque no de una manera directamente proporcional.

CONCLUSIONES

Se determinó que, aunque llueva hasta un 30% más de lo normal, el riego de escases de agua es crítico entre Julio y Septiembre. Además, precipitaciones del orden de 30% menores a las observaciones generan grandes problemas al suministro de agua potable, con numerosos días sin poder suplir de agua potable a las comunidades vecinas al río San Antonio.

Se espera que el Riesgo de Escasez del Agua aumente con el tiempo, aunque no directamente proporcional al crecimiento poblacional. Además, no se aprecian tendencias claras de crecimiento del REA en las proyecciones futuras de los GCMs, por lo que resultaría de mayor efectividad enfocar las medidas de control sobre la demanda de agua potable.

Por último, se sugiere continuar estudiando el sesgo y las técnicas de escalamiento estadístico para ganar mejor precisión en las simulaciones, para así minimizar las incertidumbres en las variables corregidas y ampliar el campo de aplicación de los Modelos Climáticos en la hidrología.

REFERENCIAS

Alvarez J., García C.L., García C.M. (2016). "Desempeño de Modelos Climáticos Globales representando información pluviométrica en áreas seleccionadas en la provincia de córdoba". *V Taller sobre Diseño Hidrológico*. Salta (Argentina).

Banco Mundial (2016). "Análisis Ambiental del País: Argentina". *Informe N°11996*. Banco Mundial, Oficina Regional de América latina y el Caribe, Washington. EEUU.

Jenerette, D.G y Larsen L. (2006). "A global perspective on changing sustainable urban water supplies". *Global and Planetary Change* 50:202-211.

United Nations Development Programme (2006). "Beyond scarcity: Power, poverty and the global water crisis". ISBN 0-230-50058-7. *Human Development Report,* United Nations, New York, USA.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

PROYECCIONES ESTACIONALES DE CAUDALES EN LA CUENCA DEL LAGO SAN ROQUE

Javier Alvarez[1,2], Nicolás F. Guillén[1,2], C. Marcelo García Rodríguez[1,2], Teresa M. Reyna[2], Rodrigo Valdés-Pineda[3] y Juan Valdés[3]

[1]Instituto de Estudios Avanzados en Ingeniería y Tecnología (IDIT CONICET/UNC). FCEFyN, Av. Vélez Sarsfield 1611, Ciudad Universitaria, Córdoba, Argentina.
[2]Universidad Nacional de Córdoba (UNC), Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales (FCEFyN). Av Filloy s/n, Ciudad Universitaria, CP 5000, Córdoba, Argentina
[3]University of Arizona, Harshbarger Bldg. Room 318E, Tucson AZ 85721, Arizona, Estados Unidos de América

javieralvarez.ic@gmail.com, nfguillen@hotmail.com, cgarcia2mjc@gmail.com, teresamaria.reyna@gmail.com, jvaldes@u.arizona.edu

RESUMEN:

En este trabajo, se realizaron pronósticos de caudales medios mensuales usando la herramienta NMME (North American Multi - Model Ensemble). NMME es un sistema de pronóstico estacional multi-modelo experimental que consiste en modelos acoplados de centros de modelado de EE. UU. Tales como NOAA/NCEP, NOAA/GFDL, IRI, NCAR, NASA y CMC de Canadá. Este trabajo se viene realizando y actualizando mensualmente.

A partir de la aplicación de dicha herramienta se estiman las precipitaciones mensuales que se esperan en los próximos 6 meses en la cuenca del dique San Roque aplicando 8 modelos climáticos globales diferentes. Además, se calibró y validó un modelo hidrológico para aplicarlo en transformar estos valores de precipitación pronosticados en caudales medios mensuales en la cuenca. Por último, con las estimaciones de caudales realizadas, se pronosticaron los niveles en el Dique San Roque esperados en el caso que la erogación, en el periodo analizado, sea 6 m^3/s.

ABSTRACT:

In this work, forecasts of monthly mean flows were made using the NMME tool (North American Multi - Model Ensemble). NMME is a seasonal multi-model experimental forecasting system that consists of coupled models of different modeling centers (such as NOAA / NCEP, NOAA / GFDL, IRI, NCAR, NASA and CMC of Canada). This work is being done and updated monthly.

By application this tool, the monthly rainfall expected in the next 6 months in the San Roque dam basin is estimated by applying 8 different global climate models. In addition, a hydrological model was calibrated and validated in order to simulate monthly mean flows in the basin. Finally, with these flow simulations, the water levels in the San Roque Dam were estimated taking into account an outflow of 6m^3/s.

PALABRAS CLAVES: Dique San Roque, Proyección Semestral, Manejo Embalse

INTRODUCCIÓN

La disponibilidad de herramientas para la gestión de reservorios de agua es de suma importancia para los decisores, ya que contribuye a la implementación de acciones estratégicas. Estas acciones respecto a los recursos hídricos, deberían buscar satisfacer las principales necesidades de la población sin afectar el ambiente que lo circunda, es decir protegiendo al medio ambiente, el cual es uno de los ocho Objetivos de Desarrollo del Milenio (Naciones Unidas, 2000). En este contexto es importante conocer cuáles son las posibles dinámicas climáticas en el futuro cercano y su impacto en la región de interés.

El dique San Roque, es uno de los reservorios artificiales de mayor relevancia económica en la Provincia de Córdoba (Argentina), con un espejo de agua que, a lo largo de sus costas, ha presenciado el repentino desarrollo de centros urbanos.

Este dique fue concebido, para proteger a la Ciudad de Córdoba ante extremos hídricos. Es decir, es útil tanto para el almacenamiento de agua de lluvias en épocas estivas (proveyendo de agua potable a la ciudad de Córdoba todo el año), como atenuador de crecientes de la cuenca alta del río Suquía. A su vez, con el tiempo se han ido estableciendo otros usos como Generación de Energía Hidroeléctrica, Pesca, Vertidos de Efluentes Sanitarios, Recreación y Turismo, Urbanización en las márgenes, entre otros. Debido a los múltiples usos es fundamental optimizar la gestión y administrar el recurso hídrico, evitando así costos y pérdidas innecesarias.

OBJETIVOS

El objetivo del presente trabajo consiste en estudiar la aplicabilidad de pronósticos climáticos estacionales realizados por diferentes Modelos Climáticos en el contexto del North American Multi - Model Ensemble (NMME, por sus siglas en inglés), con fines hidrológicos en la cuenca alta del río Suquía.

ÁREA DE ESTUDIO

La cuenca alta del río Suquía (Figura 1) se ubica en el departamento de Punilla al Oeste de la Provincia de Córdoba. Esta cuenca posee un área de 1590 km2 y caracterizada por un relieve montañoso, concentra en el Dique San Roque 4 ríos: Los Chorrillos, Las Mojarras, San Antonio y Cosquín. Este dique se encuentra en las coordenadas 31º 22' 23" Sur y 64º 25' 66" Oeste, y permite almacenar 190,52 Hm3.

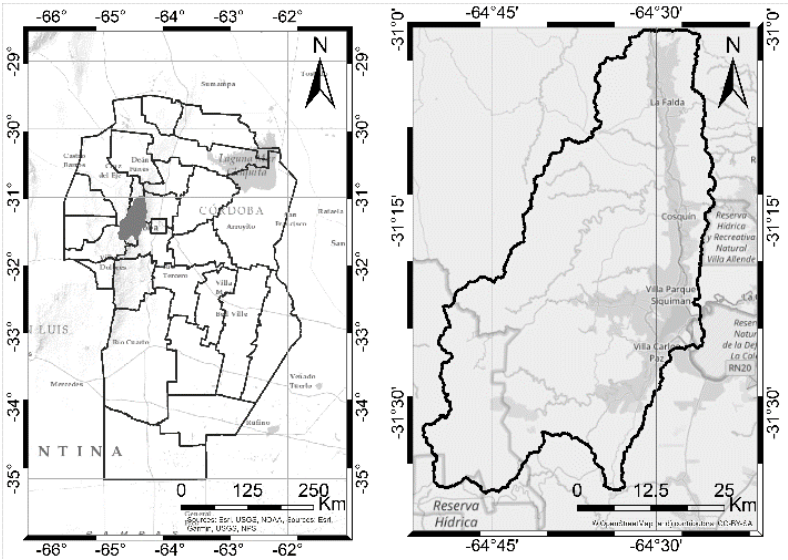


Figura 1.- Ubicación de la cuenca del río San Antonio.

La cuenca de estudio de hidrología típica torrencial de montaña posee un caudal medio anual del río es de 10,90 m3/s, habiéndose observado crecidas de hasta 6423,00 m3/s, debido al pronunciado gradiente topográfico de 2300 a 650 msnm en sentido Oeste-Este y a las lluvias intensas de la región. Por otro lado, las isohietas de precipitación rondan de 800mm a 700mm.

MATERIALES Y MÉTODOS

Un Modelo Climático es una herramienta numérica utilizada para simular el pasado, presente y futuro del clima de la Tierra. En general los GCMs son convenientes para dar predicciones climáticas de gran escala, pero en la actualidad sin relevancia directa a evaluaciones hidrológicas al nivel de cuencas de ríos (Deidda et al. 2013).

El NMME (Kirtman et al. 2014) es un sistema de pronósticos estacionales experimental de modelos climáticos acoplados que proceden de diferentes instituciones, entre estas NOAA/NCEP, NOAA/GFDL, IRI, NCAR, NASA, y CMC de Canada. Por otro lado, los datos pluviométricos de los pronósticos climáticos son comparados con observaciones de estaciones meteorológicas de la red INA-CIRSA en la cuenca (Figura 1).

La base de datos de pronósticos históricos fue obtenida del International Research Institute for Climate and Society (https://iri.columbia.edu/). La resolución espacial disponible en el servidor es de 0.5 grid por píxel (aproximadamente 50km) y, en el período de validación, la ventana temporal resulta del Ene/1980 a la fecha. Del mismo modo, los pronósticos utilizados son de resolución temporal mensual y con horizonte temporal de 6 (seis) meses, para cada uno de los 8 (ocho) modelos climáticos.

Por último, antes de asimilar los datos pronosticados del NMME al modelo hidrológico es conveniente realizar una corrección de sesgo. Para esto, se utiliza la técnica estadística de relación entre medias:

$$P_{HISTO_i}' = \frac{P_{HISTO_i}}{\left(\frac{\mu_{NMME_{HISTO,i}}}{\mu_{OBS}}\right)} \qquad [1]$$

Siendo:

$P_{HISTO'i}$: La precipitación de cada pronóstico i en el período histórico con sesgo corregido.

P_{HISTOi} : La precipitación de cada pronóstico i en el período histórico sin corregir el sesgo.

μ_{OBS} : La precipitación media observada en la cuenca en el período histórico.

$\mu_{NMME_{HISTO,i}}$: La precipitación media de cada pronóstico i en el período histórico sin corregir el sesgo.

La técnica anterior, se considera adecuada para la resolución temporal de los modelos del NMME y, junto con la corrección de los sesgos, esto permite tener pronósticos climáticos con base física, respondiendo a los patrones observados in-situ.

Para simular el comportamiento hidrológico de la cuenca alta de la cuenca alta del rio Suquía se utilizó el modelo hidrológico SMAP (Soil Moisture Acounting Procedure, Lopes et al., 1982). El modelo SMAP es un modelo hidrológico determinístico del tipo agregado y a escala mensual, que considera las diferentes partes del ciclo hidrológico a través de reservorios por medio de ecuaciones características.

SMAP fue calibrado y parametrizado para la cuenca de este río con observaciones de precipitaciones del INA-CIRSA y caudales medios diarios estimados mediante los niveles del Dique San Roque, desde enero del 1945 a la fecha.

Para evaluar la calidad de la calibración se utilizó el coeficiente de eficiencia Nash-Sutcliffe, ampliamente utilizado para evaluar el poder predictivo de los modelos hidrológicos. La eficiencia propuesta por N-S es definido como la diferencia entre la unidad y la suma de las diferencias cuadradas absolutas entre los valores pronosticados y observados normalizados por la varianza de los valores observados durante el período bajo investigación. Se calcula como muestra la siguiente ecuación:

$$NS = 1 - \frac{\sum(O_i - P_i)^2}{\sum(O_i - \bar{O})^2} \quad [2]$$

Siendo:
O_i : el valor observado
$\bar{O}$: la media de los caudales observados
P_i : el caudal modelado.

El rango de NS se encuentra entre 1.0 (ajuste perfecto) y -∞. Una eficiencia inferior a cero indica que el valor medio de las series temporales observadas habría sido un reductor mejor que el modelo.

RESULTADOS

La figura 2, a continuación, muestra los medios mensuales de los pronósticos históricos de cada modelo del NMME con respecto a su promedio y a la media de las observaciones en la misma ventana de análisis (Ene-1982 a Oct-2017):

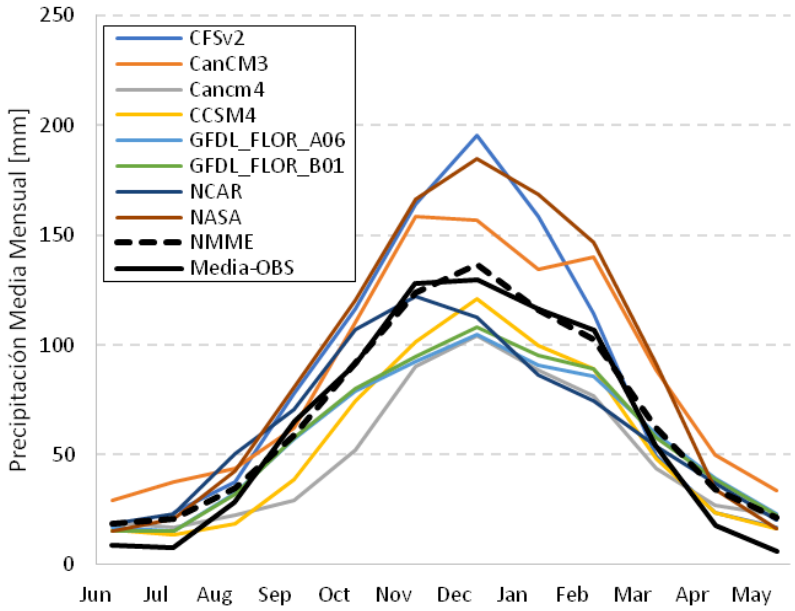


Figura 2.- Media Mensual de los modelos NMME en la cuenca del Dique San Roque con respecto a las observaciones [mm/mes].

En la figura 2 puede observarse que, en algunos meses de alta precipitación, los errores observados se aproximan al 50%, este nivel de error en modelos de previsión es inaceptable y no pueden ser usados para planificación a escala mensual. Para lidiar con esta limitación, la figura 3 muestra la corrección de sesgo realizada con la técnica estadística de relación de medias, sobre los pronósticos históricos del NMME.

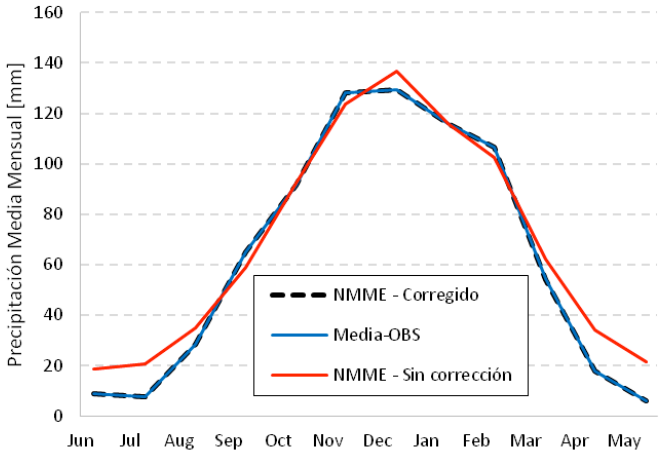


Figura 3.- Media Mensual de los modelos NMME con corrección de sesgo en la cuenca del Dique San Roque [mm/mes].

Como se observa en la figura 3, el sesgo entre la media de los modelos de NMME y las observaciones se redujo levemente. Sin embargo la media corregida de NMME se ajusta perfectamente a la observada. Adicionalmente, para observar el impacto en la serie completa, la figura 4 muestra las medias históricas sin corrección y corregidas de NMME con respecto a las observaciones.

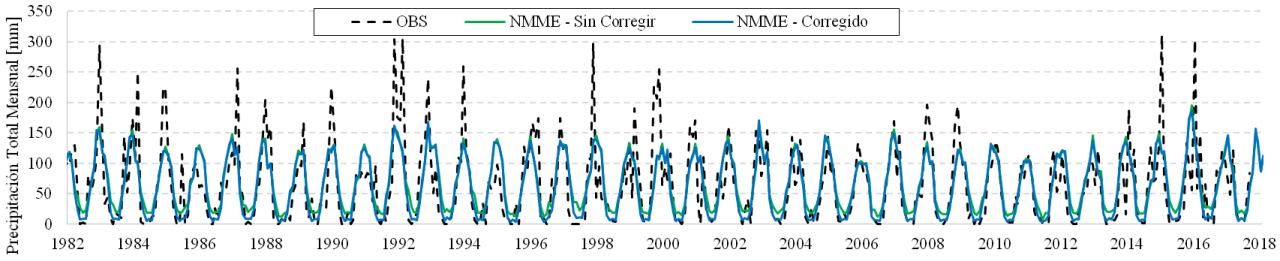


Figura 4.- Serie mensual media de NMME con y sin sesgo (verde y azul, respectivamente), respecto a las observaciones mensuales en la cuenca del Dique San Roque (en negro punteado) [mm/mes].

Aquí, se observa que, a pesar de la corrección efectuada, continúan manteniéndose algunas diferencias en los valores de exceso de precipitación entre los NMME corregidos y las observaciones, valores que alcanzan hasta el 50%.

Por otra parte, a partir de los registros de precipitación y caudal observados, la figura 5 muestra los caudales simulados con SMAP en la cuenca:

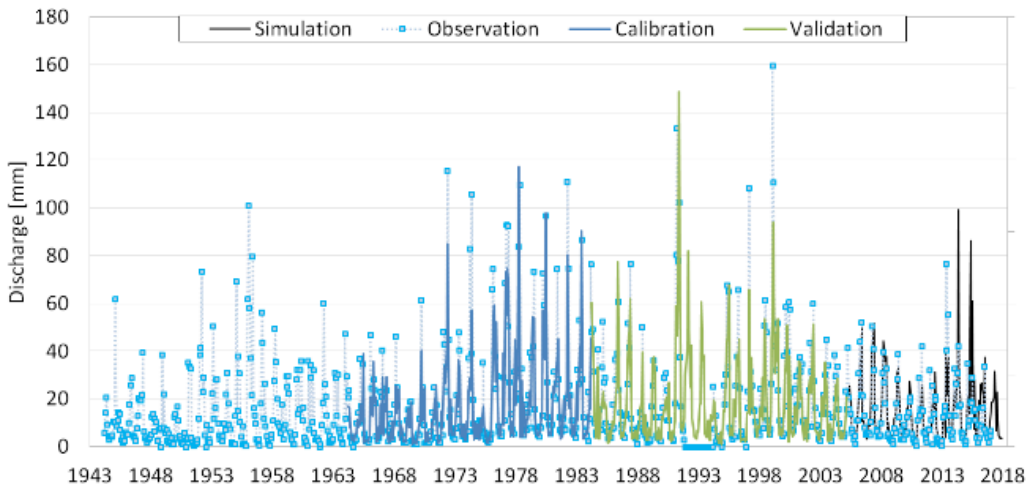


Figura 5.- Caudal observado y simulado en la cuenca [mm/mes].

Para la parametrización adoptada en esta simulación, los índices de Nash-Sutcliffe resultaron de 0.80 y 0.58 para la calibración y validación, respectivamente. Estos valores se encuentran en el rango de aceptables. Por último, los caudales simulados con SMAP a partir del pronóstico de Noviembre del NMME, fueron ingresados al Dique San Roque para comparar el nivel con el observado (figura 6).

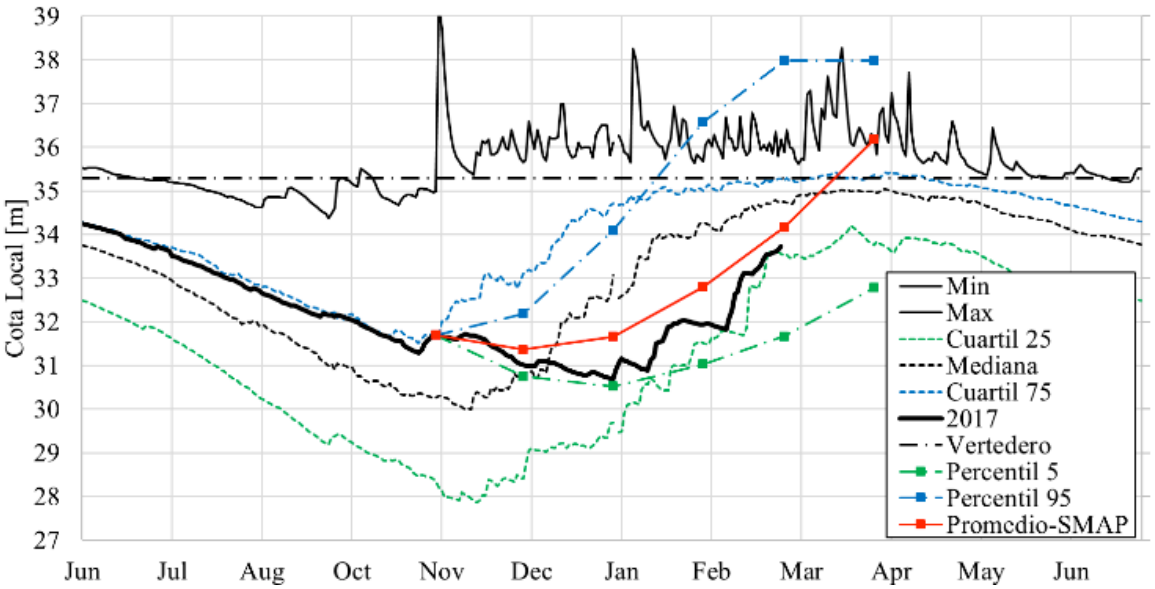


Figura 6.- Niveles observados y pronosticados en el Dique San Roque.

Como se observa en la figura anterior, el nivel medio pronosticado se ubica dentro del intervalo de confianza de los modelos y en algunos meses, próximo a la media de los modelos.

CONCLUSIONES

La metodología de corrección de sesgo utilizada, muestra un buen desempeño en los valores medios, aunque presentaría gran incertidumbre para los extremos hídricos.

Poder aplicar los pronósticos a la gestión de los recursos hídricos resulta de especial interés permitiendo a los decisores generar políticas de previsión sobre el manejo del dique para prever los potenciales riesgos hídricos en el Dique San Roque y ampliar su aplicación a los restantes reservorios de la región.

REFERENCIAS

Deidda R. et al. (2013). "Regional climate models' performance in representing precipitation and temperature over selected Mediterranean areas". *Hydrology and Earth System Sciences*, No. 17, 2013, pp. 5041-5059. DOI:10.5194/hess-17-5041-2013.

Kirtman Ben P. et al. (2014). "The North American Multimodel Ensemble". *American Meteorological Society*, Apr. 2014, pp. 585-601.

Organización de las Naciones Unidas (2000). "DECLARACIÓN DEL MILENIO". *Octava sesión plenaria de Asamblea General*.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

APLICACIÓN CON FINES HIDROLÓGICOS DE MODELOS CLIMÁTICOS DE CIRCULACIÓN GLOBAL EN LA CUENCA ALTA DEL RÍO TERCERO

Josefina Carranza[1,2], Javier Alvarez[1,2], C. Marcelo García Rodríguez[1,2], Teresa M. Reyna[2], Rodrigo Valdés-Pineda[3] y Juan Valdés[3]

[1]Instituto de Estudios Avanzados en Ingeniería y Tecnología (IDIT CONICET/UNC). FCEFyN, Av. Vélez Sarsfield 1611, Córdoba, Argentina.

[2]Universidad Nacional de Córdoba (UNC), Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales (FCEFyN). Av Filloy s/n, Córdoba, Argentina

[3]University of Arizona, Harshbarger Bldg. Room 318E, Tucson AZ 85721, Arizona, Estados Unidos de América

josecarranza2005@hotmail.com, javieralvarez.ic@gmail.com, cgarcia2mjc@gmail.com, teresamaria.reyna@gmail.com, jvaldes@u.arizona.edu

RESUMEN:

El objetivo del presente trabajo consiste en estudiar la aplicabilidad con fines hidrológicos de proyecciones climáticas realizadas por diferentes Modelos Climáticos Globales (GCM por sus siglas en inglés), ante diferentes escenarios de emisiones de Gases de Efecto Invernadero en la cuenca alta del río Calamuchita. En este trabajo se muestra la calibración del modelo hidrológico a partir de los niveles medios diarios del Embalse Fitz Simon al cierre de la cuenca. A su vez, antes de asimilar los datos de precipitaciones de los GCMs al modelo hidrológico se realiza una corrección de sesgo y de escala espacial por medio de la técnica de escalamiento estadística Quantil-Mapping, corrigiendo Quantil a Quantil (QQ-QM).

Entre los principales resultados obtenidos se destaca que la calibración del modelo SWAT fue exitosa (Nash-Sutcliffe=0.88). Además, debido a que la cuenca se encuentra en una zona de montaña, los sesgos en las precipitaciones de los GCMs alcanzaban hasta el 100% en algunos meses, es así que mediante la técnica QQ-QM se obtuvo una gran mejora en la adecuación de estas precipitaciones a los patrones locales. Por último, estas fueron aplicadas como variables de entrada en el modelo SWAT, observándose que los caudales simulados son similares a aquellos observados. Es así que, estos datos y esta metodología, permiten simular escenarios sintéticos con base física, que podrían ser utilizados para la planificación y la toma de decisiones.

ABSTRACT:

The objective of this work is to study the applicability for hydrological purposes of climate projections made by different Global Climate Models "GCM", according to different scenarios of emissions of greenhouse gases in the upper basin of the Calamuchita River. This paper shows the calibration of the SWAT hydrological model from the daily average levels of the Fitz Simon Dam (basin oultet). At the same time, before assimilating the GCMs precipitation data into the hydrological model, a bias and spatial-scale corrections were made using the statistical downscaling technique Quantil-Mapping, correcting Quantil-Quantil (QQ-QM).

Among the main results obtained, it is highlighted that the calibration of the SWAT model was successful (Nash-Sutcliffe = 0.88). In addition, as the basin is in a mountain area, the biases in the precipitation of the GCMs reached up to 100% in some months, so the QQ-QM technique made a big improvement in the adequacy of these precipitations to the local patterns. Finally, these were applied as input variables in the SWAT model, showing that the simulated flows are like those observed. Thus, these data and this methodology allow to simulate synthetic scenarios with physical basis, which could be useful for planning and decision making.

PALABRAS CLAVES: Modelo Climático; Modelación Hidrológica; Río Ctalamochita.

INTRODUCCIÓN

De acuerdo con los Objetivos de Desarrollo del Milenio (Naciones Unidas, 2000), uno de los ocho es "La protección del medio ambiente", lo cual implica la gestión estratégica de los recursos hídricos para satisfacer las principales necesidades de la población sin afectar el ambiente que lo circunda, es decir de manera sustentable. En este contexto es importante conocer cuáles son las posibles dinámicas climáticas futuras y la variabilidad que es esperable en la región de interés. Evaluar la precisión de los Modelos Climáticos (CMs, por sus siglas en inglés) en la cuenca alta de río tercero es un objetivo científico y de aplicación crucial, no sólo por sus capacidades de reconstruir el pasado y proyectar el futuro estado del planeta, sino también por su creciente relevancia en los procesos de generación de políticas públicas (Deidda et al. 2013).

En el presente, existe gran cantidad de CMs, explotados a distintas escalas espaciotemporales, que estiman valores de numerosas variables meteorológicas ante diversas Trayectorias de Concentración Representativas (RCP, por sus siglas en inglés) de Gases de Efecto Invernadero (GEI). Sin embargo, los estudios de inter-comparación han mostrado que no existen modelos particulares que sean mejores para todas las variables y/o regiones del planeta (ej. Gleckler et al. 2008).

OBJETIVOS

El objetivo del presente trabajo consiste en estudiar la aplicabilidad de proyecciones climáticas realizadas por diferentes Modelos Climáticos Globales (GCM por sus siglas en inglés), ante diferentes escenarios futuros de emisiones de Gases de Efecto Invernadero, con fines hidrológicos en la cuenca alta del río Ctalamochita (Tercero). El objetivo particular consiste en cuantificar el sesgo en los períodos históricos de los GCMs con las observaciones in-situ y aplicar las correcciones a las proyecciones futuras, con fines de aplicaciones hidrológicas.

ÁREA DE ESTUDIO

La cuenca alta del río Calamuchita (Figura 1) se ubica en el departamento de Calamuchita al Oeste de la Provincia de Córdoba, Argentina. Esta cuenca posee un área de 3180 km2 y caracterizada por un relieve montañoso, concentra en el Embalse Fitz Simon 4 grandes ríos: La Cruz, Quillinzo, Santa Rosa y Río Grande.

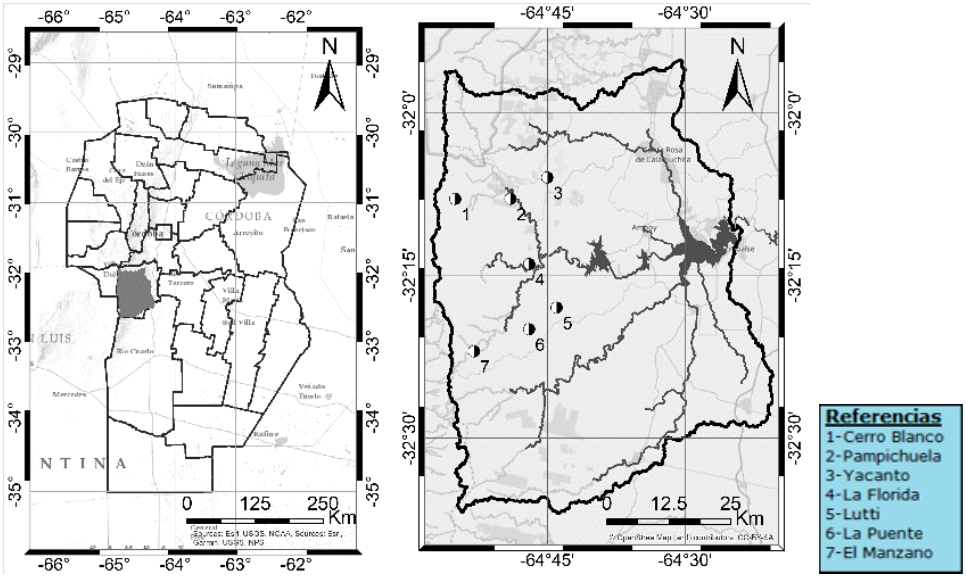


Figura 1.- Ubicación de la cuenca alta del río Ctalamochita (Tercero).

El sistema de embalses de río Tercero cumple numerosas funciones como abastecimiento de agua potable, saneamiento, recreación y turismo. Sin embargo, a nivel nacional se destaca la generación de energía hidroeléctrica y su suministro a la red interconectada nacional.

La cuenca de estudio de hidrología típica torrencial de montaña posee un gradiente topográfico de 2200 a 500 msnm en sentido Oeste-Este. Por otro lado, de manera proporcional, las isohietas de precipitación rondan de 900mm a 750mm (INTA, 2010).

MATERIALES Y MÉTODOS

Un Modelo Climático es una herramienta numérica utilizada para simular el pasado, presente y futuro del clima de la Tierra. En general los GCMs son convenientes para dar predicciones climáticas de gran escala, pero en la actualidad sin relevancia directa a evaluaciones hidrológicas al nivel de cuencas de ríos (Deidda et al. 2013).

La base de datos fue obtenida en formato netCDF de la 3er Comunicación Nacional de Cambio Climático (http://3cn.cima.fcen.uba.ar/). La resolución espacial disponible en el servidor es de 0.5 grados por píxel (aproximadamente 50km por píxel) y, en el período histórico la ventana temporal resulta del 01/Ene/1961 al 31/Dic/2010. Del mismo modo, las proyecciones son de resolución temporal diaria pero con dos horizontes de tiempo diferentes (2016-2040 y 2076-2100), para dos escenarios de emisión de Gases de Efecto Invernadero "GEI", uno levemente severo (RCP 4.5) y uno muy severo (RCP 8.5), basados en la 5to Proyecto de Inter-comparación de Modelos Climáticos (CMIP5, por sus siglas en inglés) propuestos por el Panel Intergubernamental de expertos en el Cambio Climático (IPCC, por sus siglas en inglés).

Tabla 1.- Nombre, País e Instituciones de GCMs utilizados.

	Acrónimo	País	Institución
1	NCAR-CCSM4	EEUU	NASA - Community Climate System Model.
2	CMCC-CM	ITALIA	Euro-Mediterranean Center on Climate Change.
3	CNRM-CM5	FRANCIA	National Centre for Meteorological Research.
4	CSIRO-Mk3-6-0	AUSTRALIA	Commonwealth Scientific and Industrial Research Org.
5	GFDL-ESM2G	EEUU	NOAA - Geophysical Fluid Dynamics Laboratory.
6	IPSL-CM5A-MR	FRANCIA	Institut Pierre Simon Laplace.
7	MPI-ESM-LR	ALEMANIA	Max Planck Institut.
8	MRI-CGCM3	JAPÓN	Meteorological Research Institute.
9	NorESM1-M	NORUEGA	Norwegian Climate Center's Earth System Model.

Dentro de estos modelos climáticos globales, los utilizados en este trabajo han sido: National Centre for Meteorological Research (CNRM), Max Planck Institut (MPI) y Norwegian Climate Center´s Earth System Model (NorESM). Estos modelos fueron seleccionados al presentar menor sesgo y menor error medio de las observaciones en la Provincia de Córdoba (Alvarez, 2016).

Posteriormente, antes de asimilar los datos de precipitaciones simuladas por los GCMs al modelo hidrológico es conveniente realizar una corrección de escala espacial por medio de técnicas estadísticas de Downscaling. Para esto, se utiliza la técnica Quantil-Mapping, corrigiendo Quantil a Quantil (QQ-QM):

$$F_{Y_P}(x) = F_{Y_H}\left[{F_{X_H}}^{-1}\left(F_{X_P}(x)\right)\right] \quad [1]$$

La técnica QQ-QM, mejora la distribución espacial de la precipitación de cada GCM, junto con la corrección de los sesgos. Esto permite tener escenarios futuros de precipitación con base física y de acuerdo con las proyecciones de gases de efecto invernadero, respondiendo a los patrones observados in-situ.

Para simular el comportamiento hidrológico de la cuenca alta de la cuenca alta del rio Ctalamochita se utilizó el modelo hidrológico SWAT (Soil & Water Assessment Tool, https://swat.tamu.edu/), del tipo continuo y distribuido en Unidades de Respuesta Hidrológica (HRU, por sus siglas en inglés). En el caso del modelo de la cuenca del río Tercero, los HRU quedaron definidos por aquellas zonas que presentan similares características determinadas por el uso y tipo de suelo, y las pendientes de la cuenca. Este tipo de modelación brinda una buena representación del proceso hidrológico y simplifica el esfuerzo computacional con respecto a la modelación distribuida celda por celda, ya que en el agrupamiento de HRU disminuye el número de unidades de cálculo.

Los HRU son construidos, por una parte, a partir de la topografía del modelo digital de terreno (DEM por sus siglas en inglés) del Instituto Geográfico Nacional "IGN", construido a partir de complementar la información de la Shuttle Radar Topography Mission "SRTM" con mediciones in-situ de topografía. Este DEM posee resolución espacial de 30 metros por pixel y precisión vertical de 1 metro. Por otra parte, los diferentes usos de suelos y tipos de suelos presentes en la cuenca fueron extraídos de información que proporciona el INTA (Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria).

Por último, para la simulación se obtuvieron los datos de precipitación de las estaciones meteorológicas de Cerro Blanco, Pampichuela, Yacanto, La Florida, Lutti, La Puente y El Manzano, proporcionada por la Base de Datos Hidrológica Integrada "BDHI" (Figura 1), para un período de tiempo que inicia en junio del 1993 y finaliza en octubre de 2017. Para la determinación de los otros factores se utilizó la base de datos mundial del Climate Forecast System Reanalysis "CFSR", con 36 años de registros (del año 1979 al 2017). Finalmente, el modelo hidrológico fue calibrado y parametrizado en función de los caudales medios diarios estimados mediante los niveles del Embalse Fitz Simon.

Para realizar la calibración se empleó la herramienta computacional SWAT-CUP (Calibration and Uncertainty Procedures- Procedimientos de calibración e incertidumbre). Cada proyecto SWAT-CUP contiene varios módulos de calibración diferentes y permite al usuario ejecutar el mismo módulo muchas veces hasta que se alcanza la convergencia de la función objetivo. Es así que, se optó por el módulo de calibración SUFI-2 (ajuste de incertidumbre secuencial), el cual busca optimizar una función objetivo, seleccionada por el usuario entre 11 disponibles, a la vez que calcula las restantes para brindar los estadísticos de calibración.

Entre las funciones objetivo disponible se encuentran el coeficiente de determinación (R^2), Nash-Sutcliffe (NS), Error Cuadrático Medio "MSE", CHI2, bR^2, PBIAS, SSQR, eficiencia de Kling-Gupta (KGE), RSR, modificación de NS (MNS), suma del error medio cuadrático (sum), multiplicación del error medio cuadrático (mult); donde, según el caso, la función busca la maximización o minimización del estadístico. En el caso de la calibración de la cuenca del río Tercero se utilizó como función objetivo el coeficiente de determinación (R^2). Además, resulta importante que el estadístico NS de la simulación resulte próximo a la unidad.

Coeficiente de determinación (R^2): Está relacionado con la regresión lineal y se determina como el cuadrado del coeficiente de correlación de Pearson:

$$R^2 = \frac{\sum[(Q_{obs}-\overline{Q_{obs}})^2*(Q_{sim}-\overline{Q_{sim}})^2]}{\sum(Q_{obs}-\overline{Q_{obs}})^2*\sum(Q_{sim}-\overline{Q_{sim}})^2} \quad \textbf{[2]}$$

Donde:
Q_{obs} = Caudal observado [m^3/s].
$\overline{Q_{obs}}$ = Media de caudales observados [m^3/s].
Q_{sim} = Caudal simulado [m^3/s].
$\overline{Q_{sim}}$ = Media de caudales simulados [m^3/s].

Este coeficiente varía entre 0 y 1, siendo su mejor valor 1. Este estadístico puede entenderse como el porcentaje de variación de la variable de respuesta que explica su relación con una o más

variables predictoras. En el caso de la regresión lineal también puede entenderse como la dispersión de los valores respecto a la recta de ajuste de los resultados. Mientras R^2 se acerca a 1, más cercanos son los valores a la de recta y la diferencia entre ellos es mínima por el cual mejor será el ajuste del modelo a sus datos.

Coeficiente de eficiencia Nash-Sutcliffe: el coeficiente de eficiencia Nash-Sutcliffe se utiliza para evaluar el poder predictivo de los modelos hidrológicos. La eficiencia propuesta por N-S es definido como uno menos la suma de las diferencias cuadradas absolutas entre los valores pronosticados y observados normalizados por la varianza de los valores observados durante el período bajo investigación. Se calcula como muestra la siguiente ecuación:

$$NS = 1 - \frac{\sum(Q_{obs} - Q_{sim})^2]}{\sum(Q_{obs} - \overline{Q_{obs}})^2} \quad \textbf{[3]}$$

Donde:
- Q_{obs} = Caudal observado [m^3/s].
- Q_{obsm} = Media de caudales observados [m^3/s].
- Q_{sim} = Caudal simulado [m^3/s].

El rango de NS se encuentra entre 1 (ajuste perfecto) y -∞. Una eficiencia inferior a cero indica que el valor medio de las series temporales observadas habría sido un reductor mejor que el modelo.

RESULTADOS

Al momento de realizar la calibración, se dividió el período de análisis en tres partes aproximadamente iguales:

1. Período warm-up o calentamiento;
2. Período de calibración;
3. Período de validación.

Es así que la calibración con SWAT-CUP se realizó en el período de tiempo del año 2000 al 2010, quedando como calentamiento del año 1993 al 1999 y como período de validación del 2011 al 2017. Es así que los caudales observados y los simulados resultantes de la calibración se muestran en la Figura 2.

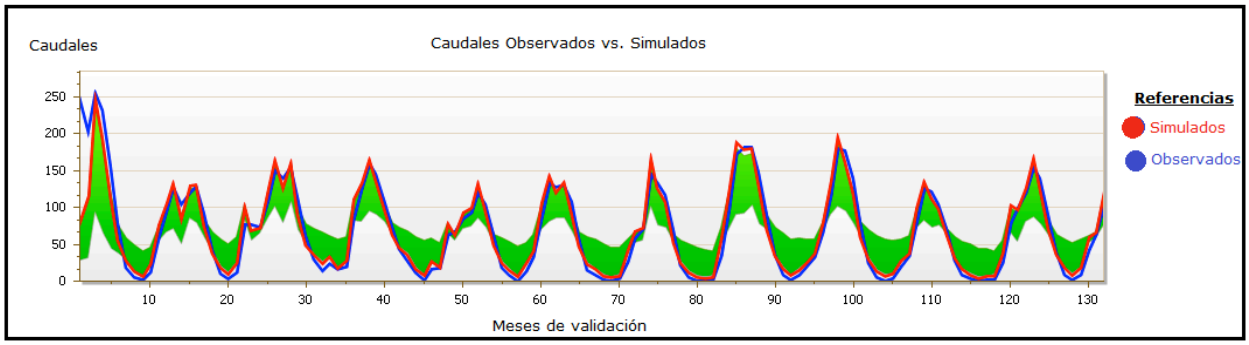


Figura 2.- Comparación de caudales observados (color azul), simulados (color rojo) y el rango de variación entre las sucesivas iteraciones (color verde) en el período de calibración.

Como se observa en la figura anterior, los caudales simulados con la parametrización resultante de la calibración reproducen adecuadamente los picos y valles medios mensuales observados, así como los ciclos en los que se desarrollan. Al observar que los estadísticos de las parametrizaciones obtenidas en 20 iteraciones, se determina que la iteración converge en la solución óptima en NS=0.88 y R^2=0.88.

Del mismo modo que en la calibración, la Figura 3 muestra los caudales observados y los simulados para el período de validación.

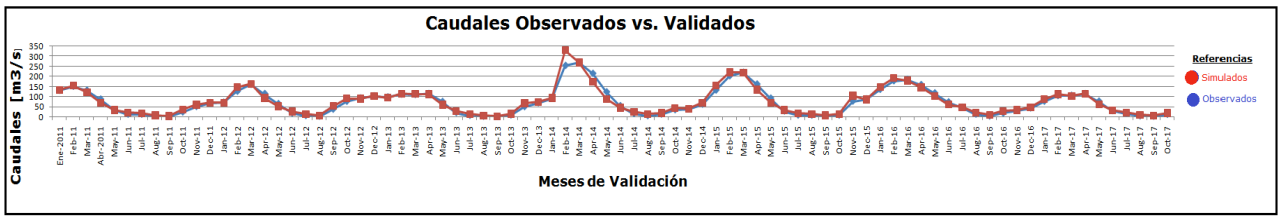


Figura 3.- Comparación de caudales observados (color azul) y simulados (color rojo) en el período de validación.

Para la validación, el valor de R2 o del coeficiente de determinación obtenido es 0,98 por lo cual es próximo a la unidad. Por otra parte, en cuanto al estadístico Nash-Sutcliffe (NS) resultó igual a 0,95. Es así al aproximarse a la unidad, los caudales medios mensuales simulados son similares a los observados, es decir, que la variación entre ellos es pequeña. Por lo tanto, se puede afirmar que los parámetros determinados, permiten hacer una buena representación de la realidad, tanto en el período de calibración como de validación.

A partir de los 25 años de registros, la siguiente tabla muestra media y C.V. de las precipitaciones totales anuales:

Tabla 2.- Media y C.V. de Lluvia Total Anual de estaciones in-situ.

ID	Estación	Media (mm)	CV	Altura (m)
1	La Puente	1149	22	1270
2	Cerro Blanco	1266	167	2127
3	Yacanto	1107	18	1135
4	Pampichuela	1187	16	1185
5	La Florida	1096	17	1090
6	Lutti	1036	18	1055
7	El Manzano	1181	16	1800

La tabla anterior muestra que las precipitaciones totales anuales han oscilado en el orden del 20% respecto al valor medio, fluctuaciones propias del clima en que se encuentra la cuenca. Por otro lado, la Figura 4 muestra la comparación mensual entre la media areal de las observaciones y las medias de los GCMs.

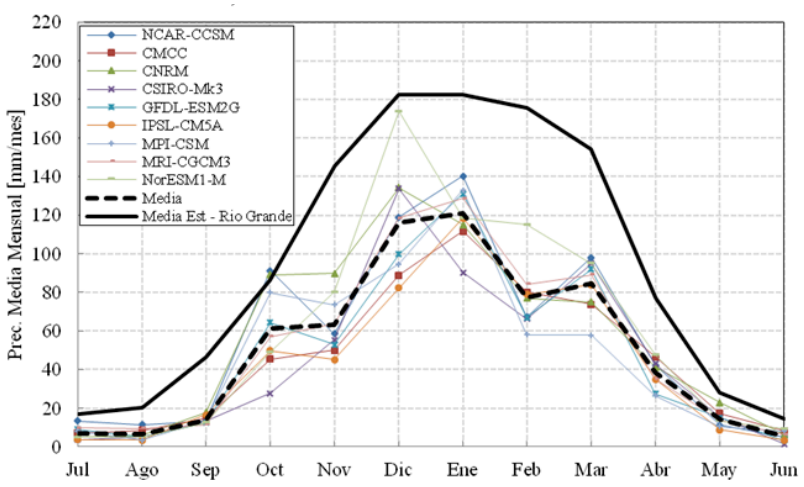


Figura 4.- Media Mensual en la cuenca alta de Río Tercero [mm/mes].

En la figura 4 puede observarse que, en algunos meses de alta precipitación, los errores observados se aproximan al 100%, este nivel de error en modelos de previsión es inaceptable y no

pueden ser usados para planificación a escala mensual. Tal es así que, en este estado, estos modelos aquí presentados no sirven para regionalizar tormentas de diseño de infraestructura a esta escala mensual. La figura 5, a continuación, muestra el resultado en las precipitaciones medias mensuales al haber aplicado la corrección de sesgo con la técnica QQ-QM.

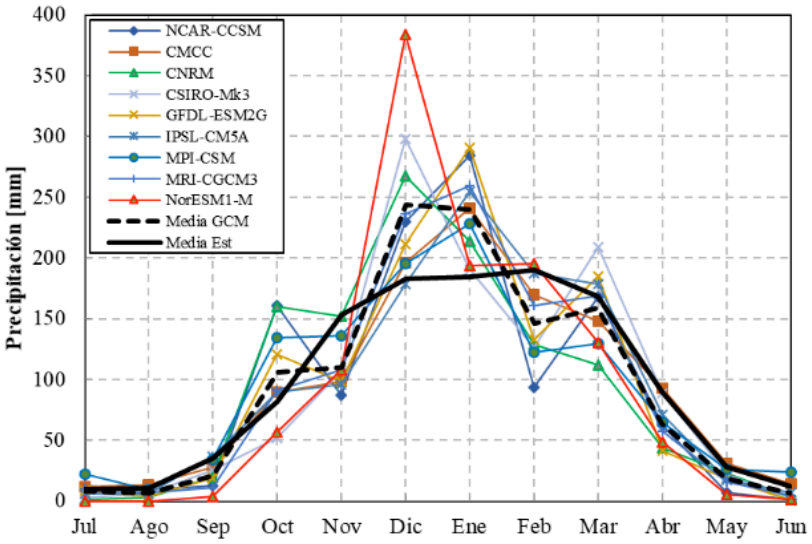


Figura 5.- Media Mensual en la cuenca alta de Río Tercero con corrección de sesgo mediante QQ-QM [mm/mes].

En la figura 5, se puede apreciar que el sesgo entre la media de los GCMs y de las observaciones se redujo a valores próximos al 30% en los períodos de mayores precipitaciones. Sin embargo, se observa que algunos modelos sobreestiman considerablemente las precipitaciones en estos períodos, como el CMCC alcanzando un orden del 100% en diciembre. Por otro lado, a partir de la corrección en el período histórico, se aplicó la misma a los períodos futuros (Figura 6).

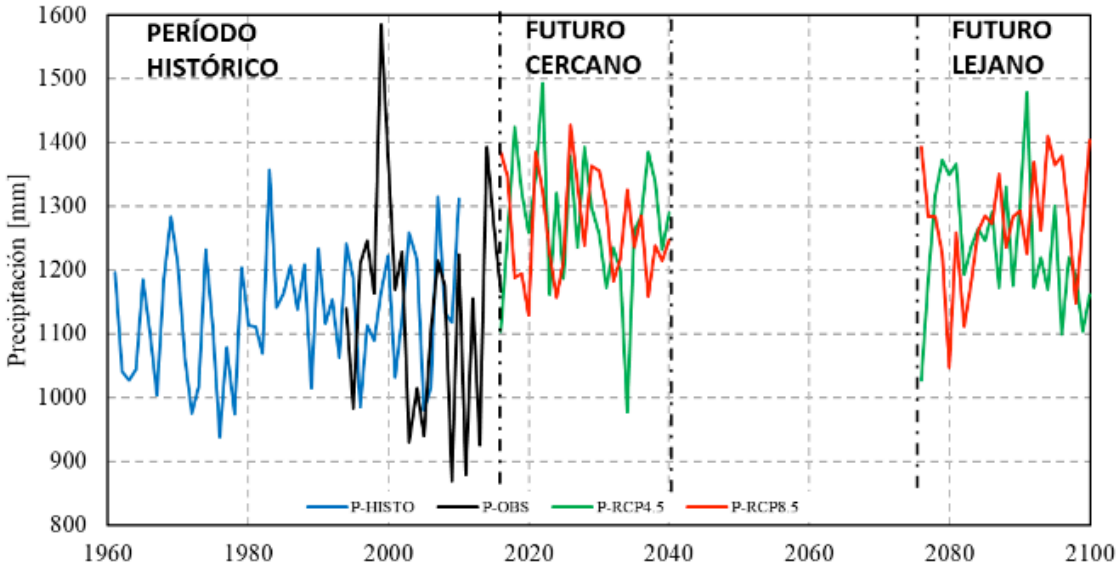


Figura 6.- Precipitación acumulada anual en la cuenca alta de Río Tercero ante diferentes escenarios climáticos [mm/año].

A partir de las proyecciones climáticas, se observa que las precipitaciones no variarían en el futuro lejano con respecto al futuro cercano y las condiciones de mayor emisión de GEI (RCP 8.5)

oscilan en torno a valores similares con respecto al escenario de emisiones de severidad moderada. Sin embargo, cabe resaltar el salto en las precipitaciones que se observa entre el período histórico y los futuros, que se piensa sea debido al proceso de escalamiento aplicado.

Si bien la corrección se realizó sobre los 9 modelos climáticos de la base de datos del 3er Comunicado de Cambio Climático Nacional, teniendo en cuenta que estos modelos buscan representar la climatología global, se procede a trabajar con aquellos que presentan menor sesgo y menor error medio de las observaciones en la Provincia de Córdoba (Alvarez, 2016). Es así que los modelos seleccionados son: National Centre for Meteorological Research (CNRM), Max Planck Institut (MPI) y Norwegian Climate Center´s Earth System Model (NorESM).

Como primera medida, se realiza la modelación hidrológica de la cuenca mediante el modelo SWAT con las precipitaciones de GCMs corregidas en el período de tiempo considerado, en este caso, en el período histórico. Esto nos da como resultado los caudales mensuales simulados los cuales se comparan con los caudales observados en el período de tiempo que coinciden (1993-2010). Dicha comparación se realiza con el objetivo de poder determinar el grado de ajuste de los caudales y si los mismos son sobre-estimados o sub-estimados. A continuación, se muestra un gráfico en donde se puede observar los valores de los caudales mensuales obtenidos, tanto simulados como observados.

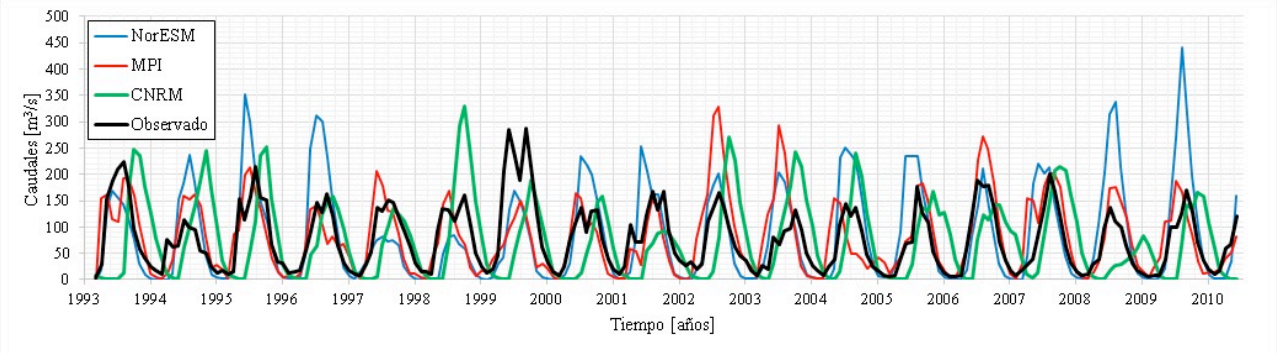


Figura 7.- Caudales observados vs caudales simmulados.

Como análisis de los resultados en función del gráfico, los caudales simulados a partir de los GCMs presentan un buen grado de ajuste, representando adecuadamente los ciclos estivos y de estiaje. Además, cabe mencionar que el modelo climático global MPI se corresponde muy bien con las observaciones. Por otra parte, en algunos años es posible observarse que los caudales simulados por el modelo NorESM poseen un sesgo elevado respecto a las observaciones. Por último, el modelo CNRM algunos meses se desfaza respecto a los períodos observados, aunque sin cambios considerables de magnitud.

Posteriormente se analizan dos escenarios futuros distintos según los modelos climáticos globales seleccionados. Estos períodos son:

- Futuro cercano (2016-2040).
- Futuro lejano (2076-2100).

A su vez, para cada uno de estos escenarios climáticos se simularon con SWAT los forzanes radiativos RCP4.5 y RCP8.5. Las siguientes figuras muestran estos resultados.

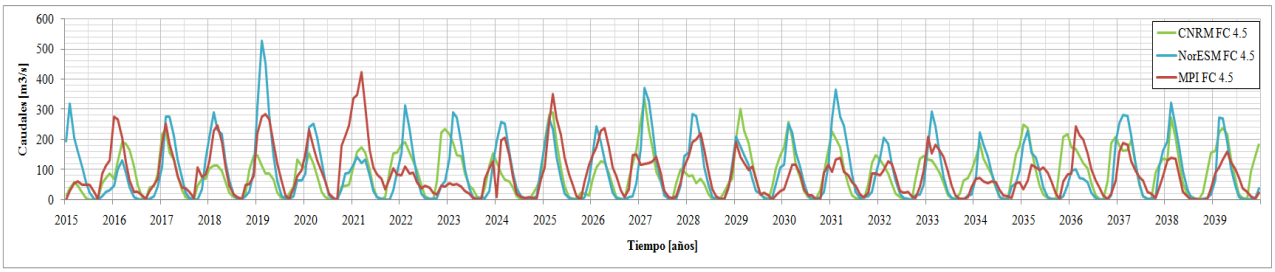


Figura 8. Caudales simulados en el futuro cercano (2016-2040) y RCP4.5, para los GCMs NorESM (azul), CNRM (verde) y MPI (rojo).

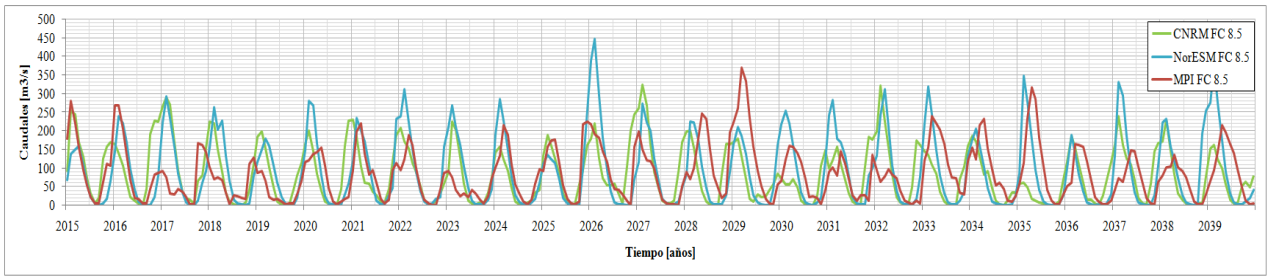


Figura 9. Caudales simulados en el futuro cercano (2016-2040) y RCP8.5, para los GCMs NorESM (azul), CNRM (verde) y MPI (rojo).

En segundo lugar, se analiza el escenario de un futuro lejano considerado entre los años 2076 y 2100.

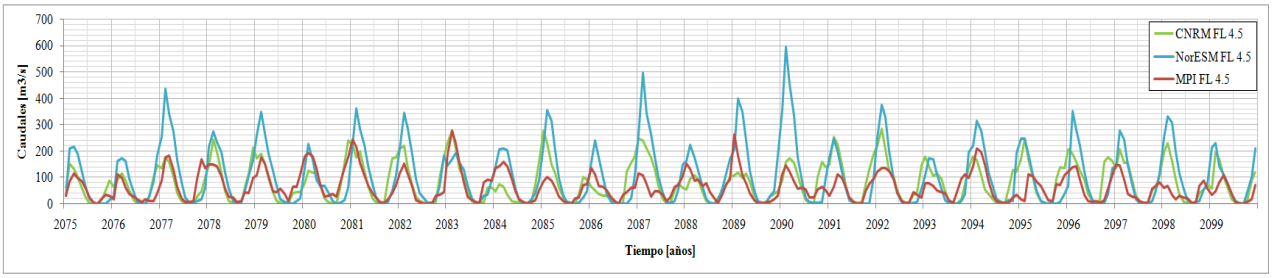


Figura 10. Caudales simulados en el futuro lejano (2076-2100) y RCP4.5, para los GCMs NorESM (azul), CNRM (verde) y MPI (rojo).

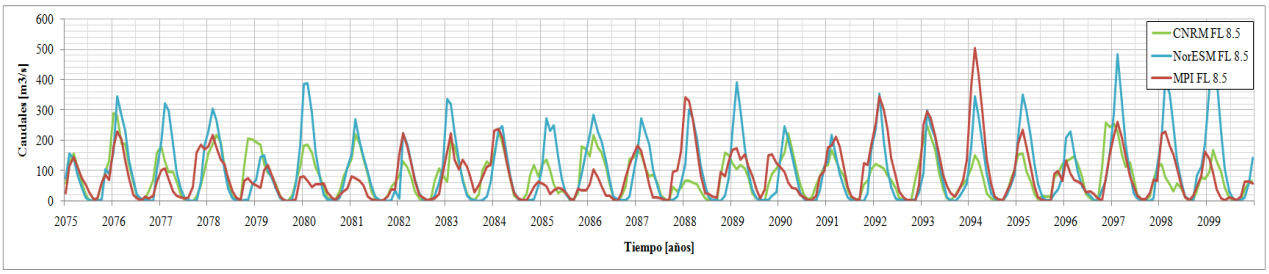


Figura 11. Caudales simulados en el futuro lejano (2076-2100) y RCP8.5, para los GCMs NorESM (azul), CNRM (verde) y MPI (rojo).

Se puede observar que existe un amplio rango de valores de caudales entre los diferentes modelos climáticos en respuesta a los escenarios de precipitación. Además, se observa que los valores de caudal no cambian significativamente ante los cambios de forzamiento radiativo en los dos períodos futuros. Por otro lado, no se aprecia una tendencia de crecimiento de los caudales en los escenarios futuros.

Por último, del mismo modo que lo observado en el período histórico, las diferencias entre los modelos climáticos ponen en manifiesto la dificultad de aceptar un único modelo como idóneo, planteándose escenarios de posibilidades para cada escenario de estudio.

CONCLUSIONES

En primer lugar, a partir de que los estadísticos de correlación y Nash-Sutcliffe mostraron valores próximos a la unidad en la calibración y validación, se puede afirmar que los caudales medios mensuales simulados son similares a los observados. Por lo tanto, los parámetros determinados en el proceso de calibración permiten hacer una buena representación de la realidad.

Por otro lado, se corrigieron los modelos climáticos globales que mejor se ajustan a la provincia de Córdoba aplicándoles técnicas de corrección de sesgo y escalamiento espacial. Con estas precipitaciones se modelaron diferentes escenarios para diferentes períodos de tiempo, viéndose que las precipitaciones impactarían de manera proporcional en los procesos hidrológicos de la cuenca.

En este trabajo se presentó cómo los GCMs podrían ser utilizados como herramienta de planificación de mediano o largo plazo. Sin embargo, las diferencias entre los resultados de las simulaciones con modelos climáticos, habla de la dificultad de aceptar un único modelo como idóneo, haciendo que las incertidumbres nos planteen un escenario de posibilidades en lugar de un único resultado.

REFERENCIAS

3CN (2015). 3ra. Comunicación Nacional sobre Cambio Climático. Bases de datos del CIMA/CONICET-UBA. http://ambiente.gob.ar/tercera-comunicacion-nacional/.

Alvarez J., García C.L., García C.M. (2016). "Desempeño de modelos climáticos globales representando información pluviométrica en áreas seleccionadas en la provincia de córdoba". 5° TALLER SOBRE DISEÑO HIDROLÓGICO. Salta, Argentina.

Deidda R. et al. (2013). "Regional climate models' performance in representing precipitation and temperature over selected Mediterranean areas*"*. *Hydrology and Earth System Sciences*, No. 17, 2013, pp. 5041-5059. DOI:10.5194/hess-17-5041-2013.

Gleckler P.J., Taylor K.E., Doutriaux C. (2008). "Performance metrics for climate models". *Journal of Geophysics Research*, No. 113, 2008, D06104, doi:10.1029/2007JD008972.

Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria (INTA). Alberto Rubí Bianchi y Silvia Ana Carla Cravero. (2010). "Atlas Climático Digital de la República Argentina".

Organización de las Naciones Unidas (2000). "DECLARACIÓN DEL MILENIO". *Octava sesión plenaria de Asamblea General*.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

AQUA-ZERO: SOFTWARE GRATUITO PARA ANÁLISIS HIDROLÓGICOS PRIMERA ETAPA, ANÁLISIS DE FRECUENCIAS

Cervantes Rico Victor Gustavo, Murillo Jiménez Javier
Grupo ICARTO S.A. de C.V., Grupo ICARTO S.A. de C.V.
Serafín Olarte 199 Int. C302, Col. Independencia, Benito Juárez Ciudad de México, México
vcervantesr@yahoo.com, javier_murillo_29@hotmail.com

RESUMEN:

Uno de los softwares más utilizados en México para realizar el análisis de frecuencias en hidrología es el AX, desarrollado en 1992, año en que las computadoras personales presentaban como arquitectura más común la de 16 bits. El desarrollo actual de los equipos de cómputo ha generado el problema de la incompatibilidad entre el AX y los equipos de 64 bits.

Se presenta el software AQUA-ZERO, compatible con sistemas operativos de 32 y 64 bits, el cual realiza el análisis y selección de datos, pruebas de homogeneidad e independencia para verificar la confiabilidad de los datos, ajuste de diferentes distribuciones de probabilidad utilizadas en hidrología a las series de datos y extrapola los datos a diferentes periodos de retorno. Presenta las ventajas de ingresar los datos como archivo nativo del ERIC-III y la generación automática de reportes en Excel configurados para imprimirse de manera directa con los resultados de todas las etapas del cálculo.

ABSTRACT:

One of the most used softwares in Mexico to carry out the analysis of frequencies in hydrology is the AX, developed in 1992 when personal computers presented the most common 16-bit architecture. The current development of computer equipment has generated the problem of incompatibility between the AX and 64-bit computers.

The AQUA-ZERO software is presented, compatible with 32 and 64-bit operating systems, which perform the analysis and selection of data, homogeneity and independence tests to verify the reliability of the data, adjustment of different probability distributions used in hydrology to the data series and extrapolate the data to different return periods. It presents the advantages of entering the data as a native ERIC-III file and the automatic generation of reports in Excel format configured to print directly with the results of all the calculation stages.

PALABRAS CLAVES: Análisis de frecuencias, pruebas de consistencia, distribuciones de probabilidad.

INTRODUCCIÓN

Para realizar un adecuado diseño y dimensionamiento de cualquier estructura hidráulica, la principal variable a conocer es el gasto con el cuál operará dicha estructura. Cuando se trata de estructuras cuyo funcionamiento depende principalmente de las precipitaciones, los caudales históricos en el punto de interés pueden obtenerse a partir de los registros de estaciones hidrométricas. Sin embargo, en la mayoría de las ocasiones no se dispone de dichos registros de caudales o estos registros no tienen la duración necesaria para realizar el análisis de frecuencias requerido, por lo que debe utilizarse la información de estaciones meteorológicas ya sea pluviográfica o pluviométrica para estimar las crecidas asociadas a diferentes periodos de retorno.

Es necesario conocer, entonces, las intensidades de precipitación asociadas a diferentes periodos de retorno. Así, el periodo de retorno con el cual se diseñará la estructura dependerá de la importancia de la misma, con lo cual el riesgo que se puede asumir ante la falla operativa o estructural de una obra hidráulica dependerá del periodo de retorno seleccionado y de la vida útil de la estructura y se determina mediante la probabilidad que se tiene de ocurrir y de excederse cierto evento.

Para determinar estas intensidades de precipitación se debe realizar un análisis de frecuencias partiendo de los registros históricos de lluvia, los cuales se pueden obtener de pluviómetros o pluviógrafos en donde el parámetro a medir es la cantidad de lluvia por unidad de tiempo. Debido a que en México la cantidad de pluviógrafos es muy pequeña en comparación de los pluviómetros, normalmente se utiliza como dato de partida la lámina de precipitación en 24 horas.

Los datos de los registros históricos deben ser extrapolados a diferentes periodos de retorno, ya sea mediante el cálculo de las curvas intensidad-duración-periodo de retorno o mediante el ajuste de las diferentes distribuciones de probabilidad utilizadas en hidrología a las series de datos existentes.

Para realizar el análisis mediante el ajuste de distribuciones de probabilidad, el ingeniero puede desarrollar sus propias tablas de cálculo o hacer uso de alguno de los diferentes paquetes de cómputo existentes, ya sea de uso gratuito o comercial.

ANTECEDENTES

Uno de los paquetes de cómputo más utilizados en México para realizar el análisis de frecuencias es el software AX que sirve para hacer el ajuste de las principales distribuciones de probabilidad utilizadas en hidrología a la serie de datos hidrometeorológicos a estudiar. Este software fue desarrollado por Martín Jiménez Espinosa, investigador del Centro Nacional de Prevención de Desastres en el año de 1992 y cuya última versión es la 1.05 del año 1997.

En el año de 1992, las computadoras personales tenían una capacidad de cómputo y memoria muy limitada, siendo la arquitectura más común la de 16 bits. Debido a esto, para el cálculo de los parámetros de algunas funciones de probabilidad era necesario hacer suposiciones que simplificaran el cálculo y condujeran a resultados bastante aceptables. Además, la experiencia en el uso del software AX muestra que el programa de cómputo sólo admite series de datos con 50 registros. Series de datos con un número mayor de registros conducen al cierre automático del programa.

En la actualidad, el desarrollo de los equipos de cómputo ha permitido el uso de arquitecturas más robustas, siendo la más común en el año de 2018 la de 64 bits, lo cual ha generado el muy conocido problema de la incompatibilidad para el uso de softwares compilados para otras arquitecturas.

Este caso de incompatibilidad se presenta entre el software AX y los equipos de cómputo de 64 bits.

Actualmente, para el análisis de frecuencias de series temporales también existe el software AX+B, desarrollado por la empresa Hydrobits, pero es un paquete de paga.

OBJETIVOS

El objetivo del trabajo aquí descrito es la creación de un paquete de cálculo para el análisis de frecuencias de eventos máximos gratuito compatible con las nuevas tecnologías de cómputo en un ambiente amigable con el usuario y que apoye al ingeniero especialista en hidrología durante las siguientes etapas del análisis hidrológico:

- Análisis y selección de los datos.
- Ajuste de diferentes funciones de distribución de probabilidad a la serie de datos existentes.
- Obtención de datos asociados a diferentes periodos de retorno.

MARCO TEÓRICO

Para una estación climatológica se realiza el análisis del número de datos que deben estar registrados en cada uno de los años del periodo de registro, comparándolos con el número de datos que realmente existen para determinar los porcentajes de datos faltantes. Como consideración por defecto, el software AQUA-ZERO rechaza la información del año en análisis si el porcentaje de datos diarios registrados es menor al 85%. Sin embargo, el software permite la modificación de este parámetro a un porcentaje distinto definido por el usuario en base a su experiencia.

Para verificar la confiabilidad de los datos, es necesario realizar pruebas de consistencia. El software AQUA-ZERO aplica las pruebas de homogeneidad e independencia mencionadas en la Tabla 1.

Tabla 1. Pruebas de consistencia realizadas por el software AQUA-ZERO

Tipo de prueba	Prueba
Homogeneidad	Prueba de Helmert
Homogeneidad	Prueba t de Student
Homogeneidad	Prueba de Cramer
Independencia	Prueba de Anderson

Las pruebas de homogeneidad sirven para determinar si las características estadísticas de las series hidrológicas como la media o desviación estándar han sufrido cambios abruptos en sus valores como consecuencia de actividades humanas y/o eventos de la naturaleza. Desde el punto de vista estadístico, se dice que una serie de datos es homogénea si es una muestra de una única población y, por lo tanto, será posible obtener resultados representativos de ella. En caso de no ser homogénea, puede ser que los datos analizados correspondan a dos poblaciones diferentes.

Para verificar la homogeneidad de la muestra analizada se incluyen las pruebas estadísticas de Helmert, t de Student y Cramer.

La prueba de Helmert consiste en analizar el signo de las desviaciones de cada dato respecto a la media de la serie de valores.

La prueba t de Student es muy útil cuando la pérdida de homogeneidad de la serie de valores se debe a una variación abrupta en la media y consiste en dividir la muestra en dos conjuntos de tamaño similar, con lo cual se define un parámetro estadístico el cual depende de la media, varianza y número de elementos de las dos muestras de datos El valor absoluto de este parámetro estadístico se compara con el valor de la distribución t de Student de dos colas con grados de libertad y para un nivel de significancia de 0.05.

La prueba de Cramer se utiliza para verificar si el valor medio no varía significativamente de un tiempo a otro y consiste en considerar tres bloques, el primero correspondiente al tamaño total de la muestra, el segundo al 60% de los últimos valores de la muestra y el tercero al 30% de los últimos valores de la muestra. La prueba consiste en comparar la media de la muestra completa

(bloque 1), con la media de los bloques 2 y 3, para que la muestra se considere homogénea no debe existir una diferencia significativa entre las medias de los bloques. Se obtiene un parámetro estadístico para los bloques 2 y 3, se compara con el valor de la distribución t de Student de dos colas con grados de libertad y para un nivel de significancia de 0.05.

Las pruebas de independencia se realizan para verificar que la serie de datos hidrológicos esté compuesta por variables aleatorias, es decir, que la ocurrencia de un cierto valor no dependa de la ocurrencia uno a varios valores antecedentes.

Para verificar la independencia de la serie de datos se incluye la prueba de independencia de Anderson, la cual hace uso de un coeficiente de autocorrelación serial para diferentes periodos de retraso, utilizando los límites de confianza al 95%. Graficando los coeficientes de autocorrelación serial contra los diferentes periodos de retraso, junto con los correspondientes límites de confianza, se obtiene el llamado correlograma de la muestra.

En la tabla 2 se muestran las diferentes funciones de distribución de probabilidad que se utilizan en el software AQUA-ZERO.

Para realizar el ajuste de dichas funciones se utilizan dos métodos: momentos y máxima verosimilitud.

El método de los momentos consiste en plantear un sistema de ecuaciones cuyo tamaño depende del número de parámetros a estimar, igualando los momentos poblacionales con los momentos muestrales y despejando los parámetros a estimar.

El método de máxima verosimilitud consiste en maximizar la función de verosimilitud para encontrar el mejor ajuste de cada función.

Se elige la función de distribución de probabilidad que representa de mejor manera el comportamiento de los datos, utilizando para ello la prueba de bondad de ajuste de error estándar.

En el software se incluye la función Doble Gumbel, la cual es útil cuando la muestra está compuesta por dos poblaciones diferentes. El procedimiento para realizar el ajuste de una función de dos poblaciones consiste en definir un parámetro, definido como el porcentaje de la muestra total que corresponde a la submuestra de datos pequeños. A continuación, se le asigna un valor entre 0 y 1 y se realiza el ajuste de la función de dos poblaciones a la muestra de datos, considerando que la submuestra de datos pequeños será del % de la muestra total, mientras que la submuestra de datos grandes será del (1-) % de la muestra total.

Las ecuaciones, tanto de las pruebas de homogeneidad e independencia, como de las funciones de distribución de probabilidad y los parámetros de ajuste son descritas a detalle en el manual de referencia del software AQUA-ZERO.

Tabla 2. Funciones de distribución de probabilidad utilizadas en el software AQUA-ZERO

Función / Parámetros	Momentos		Máxima verosimilitud	
	2 p	3 p	2 p	3 p
Normal	✓			
Lognormal	✓	✓	✓	✓
Exponencial	✓		✓	
Gamma	✓	✓	✓	✓
Gumbel	✓		✓	
Doble Gumbel	✓			

FUNCIONAMIENTO DEL SOFTWARE

Los datos pueden ingresarse de dos maneras distintas al software AQUA-ZERO:

- Como un vector de valores en archivo de bloc de notas de Windows, los cuales pueden ser datos de precipitación, gasto, temperatura, evaporación, etc.
- Archivo nativo del ERIC III (Extractor Rápido de Información Climatológica).

Estas formas de ingresar los datos es una de las tantas ventajas del software AQUA-ZERO ya que, por un lado, se puede trabajar con series de valores distintos a precipitación y, por otra parte, si se desea trabajar con datos de precipitación, se ofrece la opción de procesar y analizar automáticamente la información extraída del ERIC.

En la Figura 1 se muestra la interfaz del software AQUA-ZERO en la etapa de análisis y selección de datos de precipitación.

Aquí se muestra la información detallada del porcentaje de datos registrados anualmente. El software, por defecto, rechaza los años que contienen menos del 85% de los datos registrados. En la opción "configurar parámetros" se puede modificar este porcentaje. Como se observa en la figura 1, los años que se encuentra en color rojo son rechazados y no serán utilizados en cálculos posteriores por el software. En la tabla "Periodo de registro aceptado" se muestran los datos generales del periodo de datos aceptado para cálculos posteriores: año inicial, año final y número de años que comprenden el registro.

En esta ventana se muestra también un resumen de las pruebas de homogeneidad e independencia aplicadas a la serie de datos donde, si la prueba concluye que la serie de datos no es homogénea o independiente, colocará el renglón correspondiente a la prueba rechazada en color rojo.

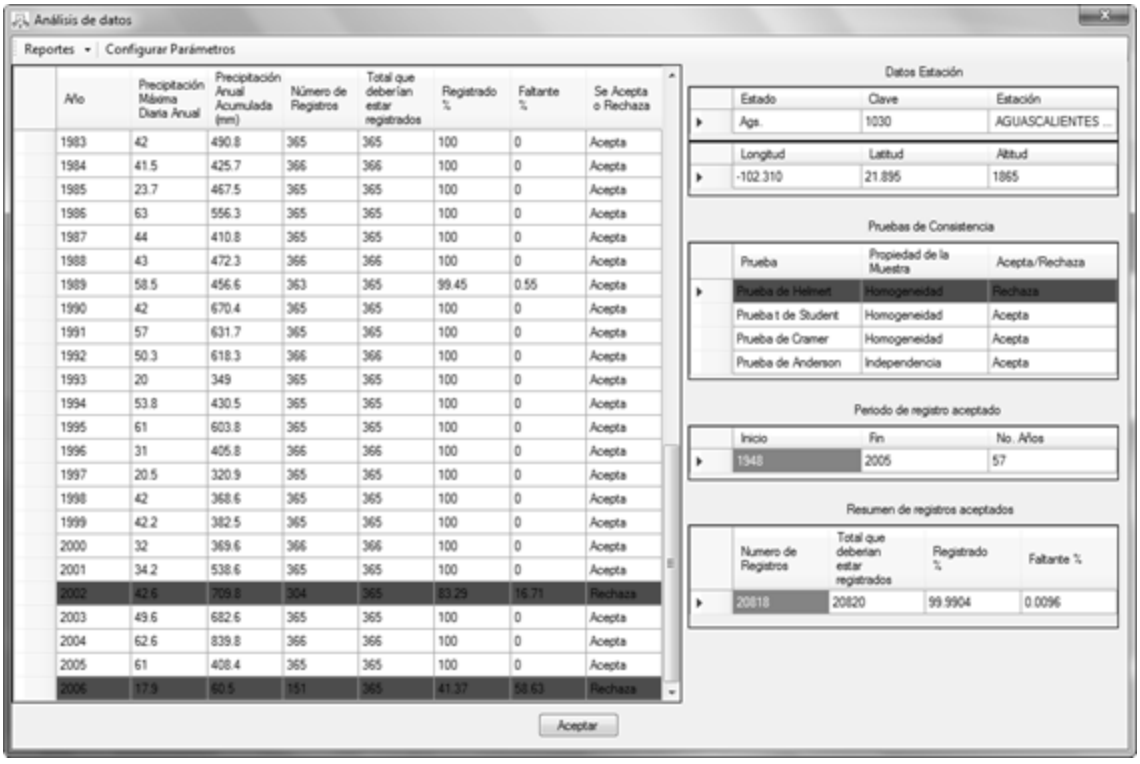


Figura 1. Funcionamiento del software AQUA-ZERO: Análisis y selección de los datos de precipitación

Se puede acceder a los cálculos realizados en cada una de las pruebas de consistencia de la muestra dando directamente un click sobre el nombre de la prueba en la tabla "Pruebas de consistencia" o en el menú principal de la ventana "Reporte>>Pruebas de consistencia".

En la figura 2 se observa la interfaz de la prueba de independencia de Anderson donde se observan los valores de los coeficientes de autocorrelación serial para los diferentes tiempos de retraso y se muestra gráficamente el correlograma con sus límites de confianza. Este mismo procedimiento puede realizarse con las demás pruebas de consistencia.

El software realiza las pruebas de consistencia tanto para los datos extraídos directamente del ERIC como para los datos ingresados en forma de vector de valores en formato de bloc de notas.

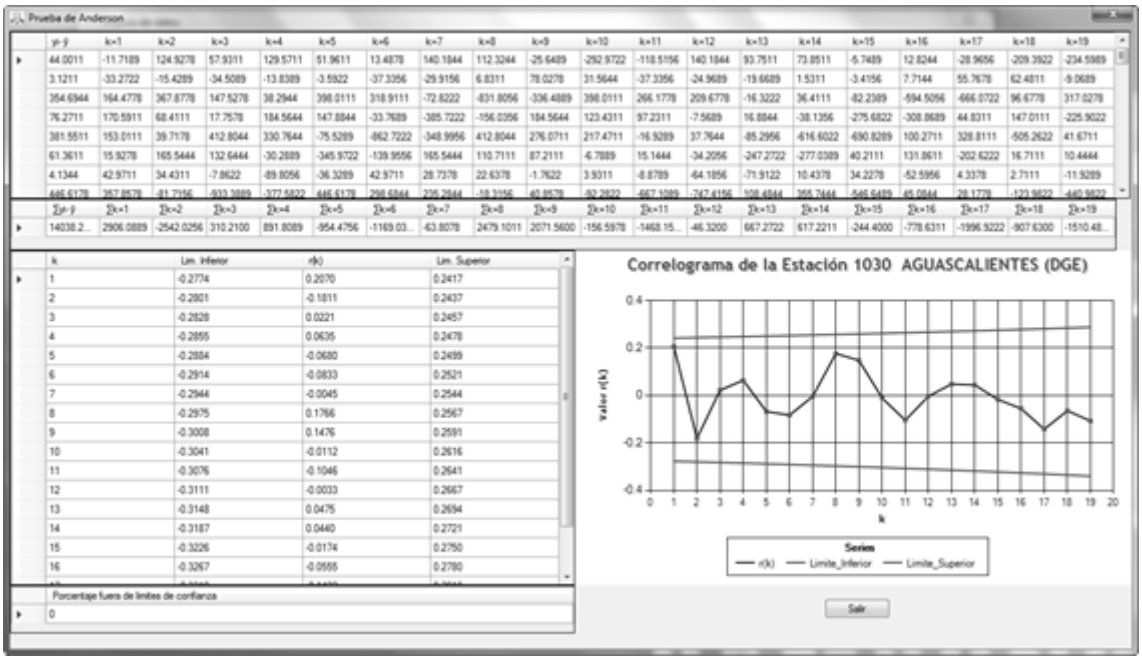


Figura 2. Funcionamiento del software AQUA-ZERO: Prueba de independencia de Anderson

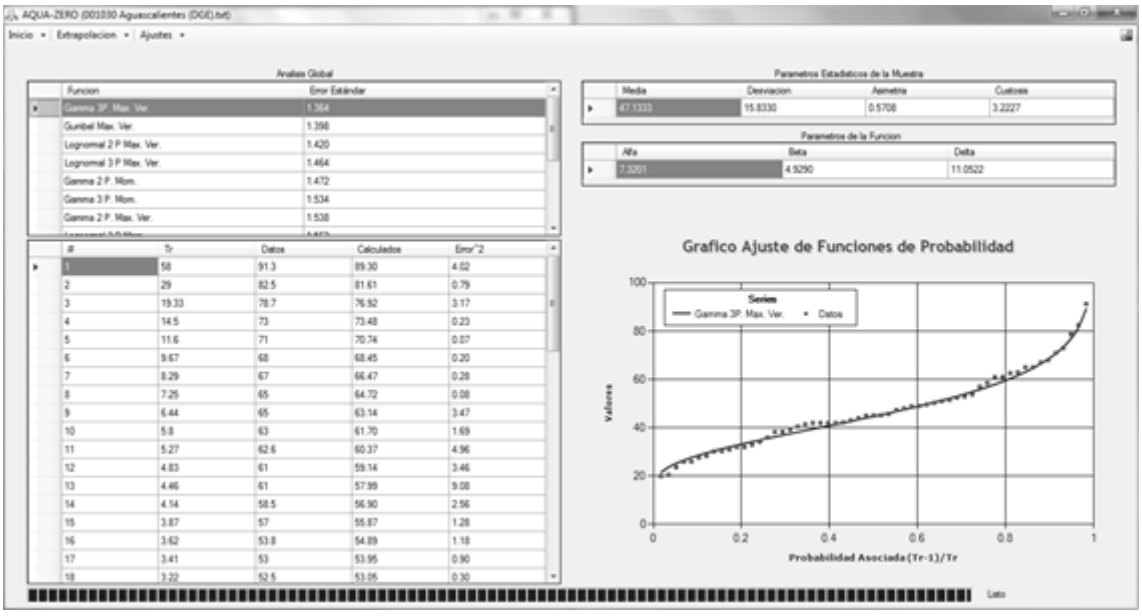


Figura 3. Funcionamiento del software AQUA-ZERO: Análisis global y ajuste de funciones de distribución de probabilidad a la serie de datos.

Una vez concluida la etapa de análisis y selección de datos a utilizar, se procede a realizar automáticamente un análisis global de la serie de datos, ordenando en la tabla "análisis global" (figura 3) las funciones según su error estándar, desde el menor hasta el mayor y mostrando automáticamente los resultados del ajuste de la función de mínimo error estándar (figura 3). Esta forma de ordenar automáticamente los resultados es otra de las ventajas que ofrece el software AQUA-ZERO. En este punto se recomienda al usuario utilizar la función con menor error estándar para realizar el ajuste de los datos a diferentes periodos de retorno (figura 4).

En esta ventana se muestran, también, los valores estadísticos de la muestra, los parámetros de ajuste de la función y el ajuste gráfico de la función de distribución de probabilidad (figura 3).

Si se desea realizar el ajuste de una función de distribución de probabilidad diferente a la de mínimo error estándar, basta con hacer clic sobre el nombre de la función en la tabla resumen para que el software automáticamente muestre los resultados de ajuste de la función deseada.

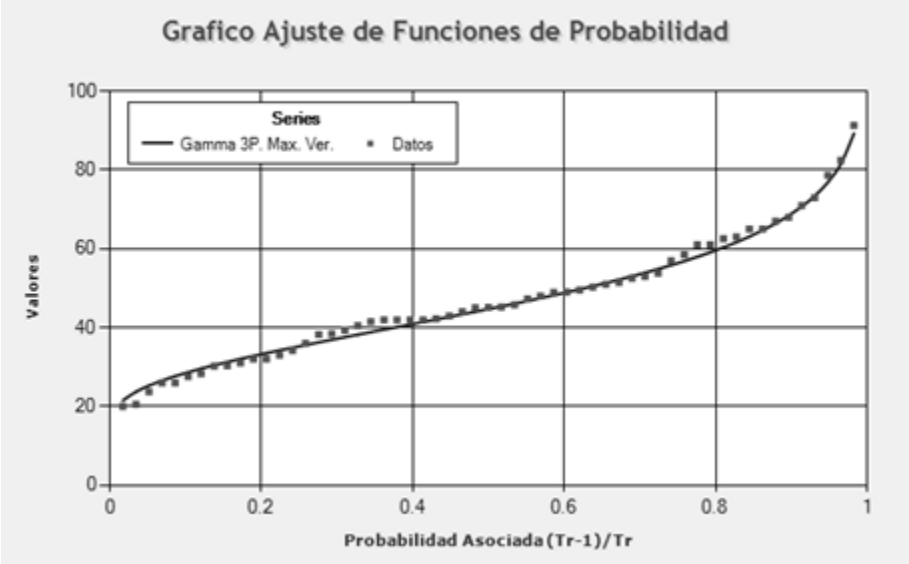


Figura 4. Funcionamiento del software AQUA-ZERO:
Ajuste de la función de distribución de probabilidad
de menor error estándar

Como se explicó anteriormente, se da al usuario la opción de realizar ajustes de funciones de distribución de probabilidad con funciones diferentes a la de menor error estándar, lo que podría llevar a la obtención de resultados no representativos de la serie de datos.

Para explicar de mejor manera lo anterior, se presentan las figuras 4 y 5: en la figura 4 se muestra la gráfica de ajuste de la función Gamma 3 parámetros por el método de máxima verosimilitud, que para este caso en particular representa el mínimo error estándar; en la figura 5 se muestra el ajuste de la función exponencial por el método de momentos, que en este caso es la de mayor error estándar. Al realizar una comparación visual entre las figuras 4 y 5 se observa la significativa diferencia de ajuste entre las dos funciones, ajustándose de mejor manera a los datos la función con menor error estándar.

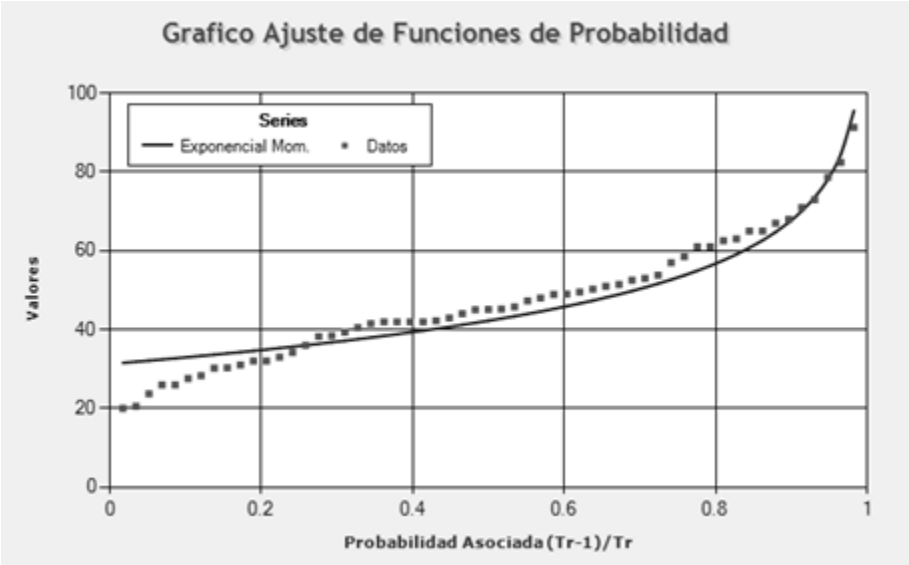


Figura 5. Funcionamiento del software AQUA-ZERO:
Ajuste de la función de distribución de probabilidad
de mayor error estándar

El software incluye la función Doble Gumbel, la cual permite analizar muestras de datos formadas por dos poblaciones y que es particularmente útil cuando se tienen, por ejemplo, valores de precipitaciones correspondientes a eventos naturales extremos como huracanes, ciclones o sequías, los cuales sobresalen de los demás ya que pertenecen a una población distinta.

Para el ajuste de la función Doble Gumbel, el software define un rango por defecto para el porcentaje que formará la muestra de datos pequeños entre 0.65 y 0.95. Estos valores pueden ser modificados por el usuario para obtener un mejor ajuste en la opción "Ajustes >> Probabilidad Funciones 2 Poblaciones". Se recomienda modificar el rango por defecto si la función Doble Gumbel es la función de mínimo error estándar o su error estándar se encuentra relativamente cercano al mínimo error estándar de ajuste.

En la opción "Extrapolación >> Extrapolar" se obtienen los valores asociados a diferentes periodos de retorno (figura 6). El software realiza los cálculos con la función que se encuentra seleccionada al momento de realizar la extrapolación, por lo tanto, se deberá tener especial cuidado en la función que se tenga seleccionada.

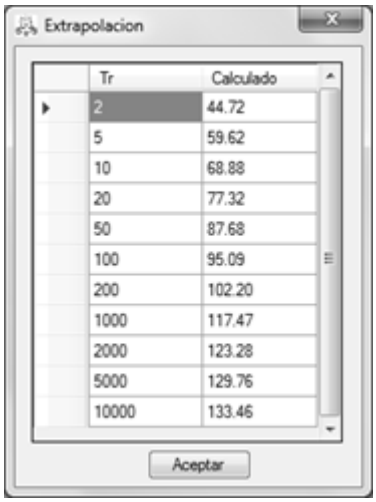


Figura 6. Funcionamiento del software AQUA-ZERO:
Extrapolación a diferentes periodos de retorno.

El software tiene por defecto los periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 100, 200, 1000, 2000, 5000 y 1000 años. Sin embargo, a menudo se requiere obtener los datos asociados a otros periodos de retorno, por lo cual se incluye la opción para que el usuario pueda agregar o eliminar periodos de retorno tanto como sea necesario en la opción "Extrapolación >> Editar Periodos de Retorno" donde, una vez concluida la edición de los periodos de retorno, se deberán guardar cambios o, de lo contrario, el software continuará realizando el ajuste de datos a los periodos de retorno cargados con anterioridad.

En la figura 7 se muestra la obtención de valores asociados a periodos de retorno definidos por el usuario.

El Software AQUA-ZERO contiene también la opción de generación automática de reportes en formato de libro de Excel. Esta opción permite al usuario exportar todos los resultados, tanto de la etapa de análisis y selección de datos como de la etapa de ajuste de distribuciones de probabilidad a la serie de datos y la obtención de valores asociados a diferentes periodos de retorno.

El formato exportado a Excel está configurado para imprimirse de manera directa, contando desde ya con el tamaño de hoja, orientación, áreas de impresión, tamaño y tipo de letra, bordes, etc., definidos de tal manera que el usuario no tenga que preocuparse por darle un formato adecuado al reporte.

En la Figura 8 se muestra la hoja resumen en formato de Excel del reporte generado por el Software AQUA-ZERO.

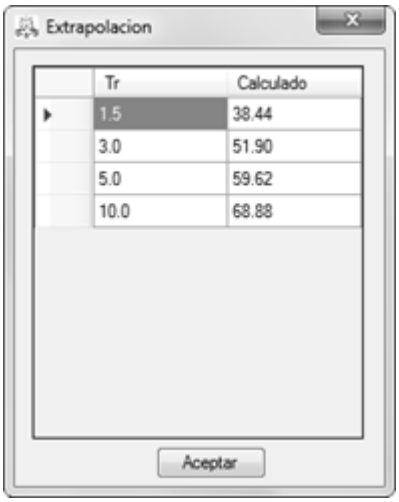
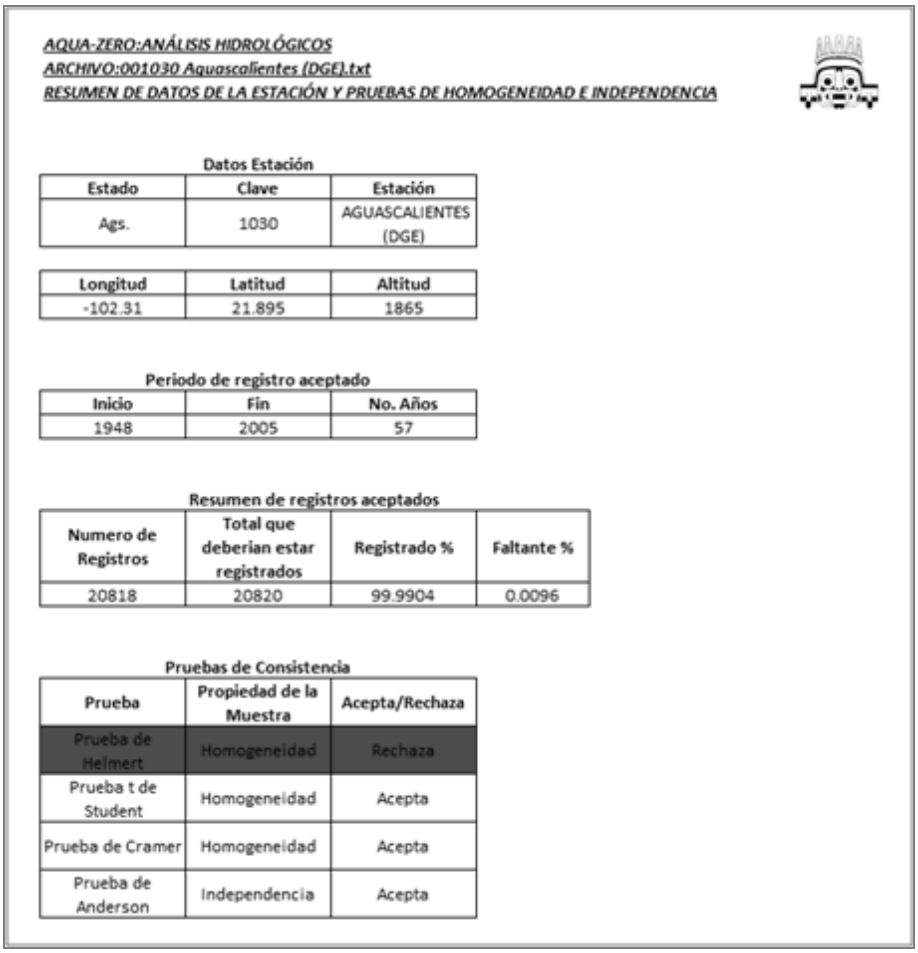


Figura 7. Funcionamiento del software AQUA-ZERO: Extrapolación a periodos de retorno definidos por el usuario



AQUA-ZERO:ANÁLISIS HIDROLÓGICOS
ARCHIVO:001030 Aguascalientes (DGE).txt
RESUMEN DE DATOS DE LA ESTACIÓN Y PRUEBAS DE HOMOGENEIDAD E INDEPENDENCIA

Datos Estación

Estado	Clave	Estación
Ags.	1030	AGUASCALIENTES (DGE)

Longitud	Latitud	Altitud
-102.31	21.895	1865

Periodo de registro aceptado

Inicio	Fin	No. Años
1948	2005	57

Resumen de registros aceptados

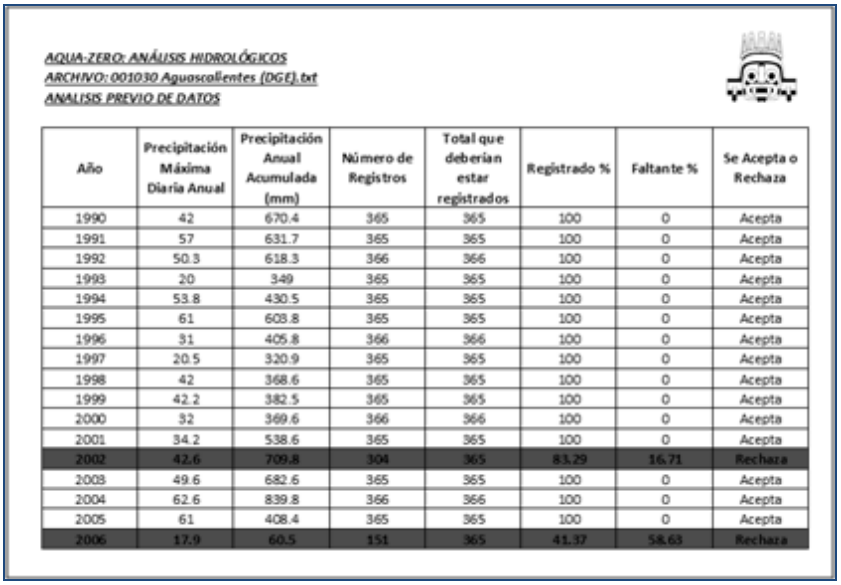
Numero de Registros	Total que deberian estar registrados	Registrado %	Faltante %
20818	20820	99.9904	0.0096

Pruebas de Consistencia

Prueba	Propiedad de la Muestra	Acepta/Rechaza
Prueba de Helmert	Homogeneidad	Rechaza
Prueba t de Student	Homogeneidad	Acepta
Prueba de Cramer	Homogeneidad	Acepta
Prueba de Anderson	Independencia	Acepta

Figura 8. Reporte de resultados: Análisis y selección de los datos de precipitación

En la figura 9 se observa el reporte en formato de Excel generado por el software AQUA-ZERO correspondiente al análisis anual del porcentaje de datos registrado en la estación empleada.

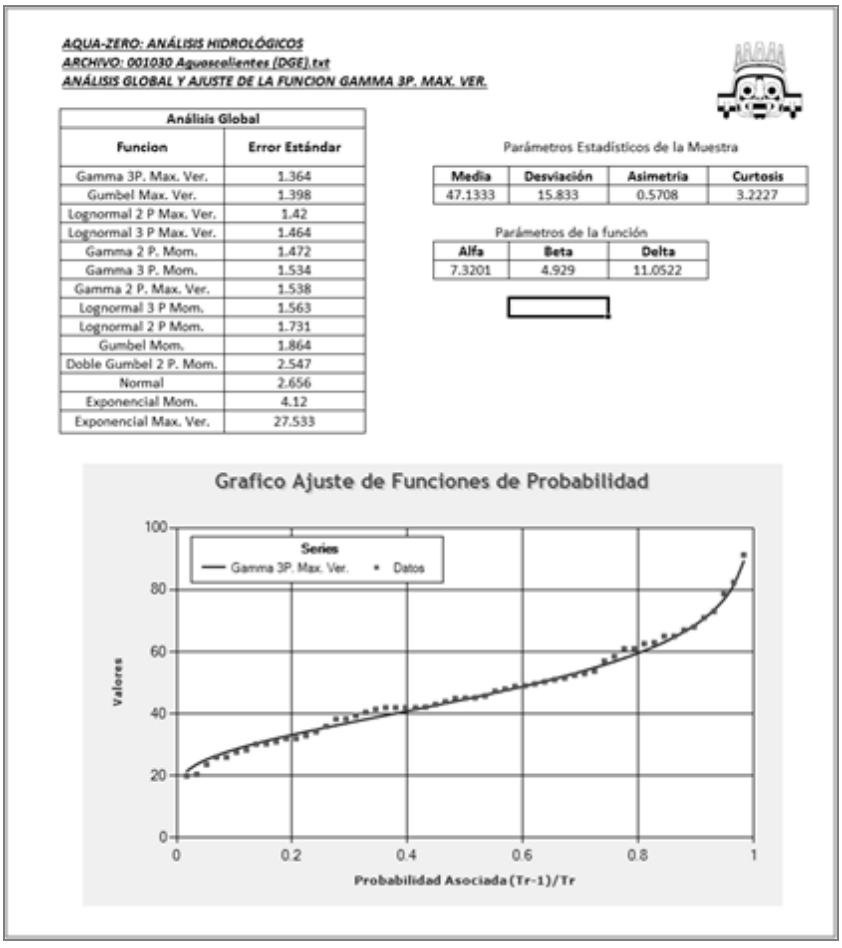


AQUA-ZERO: ANÁLISIS HIDROLÓGICOS
ARCHIVO: 001030 Aguascallentes (DGE).txt
ANALISIS PREVIO DE DATOS

Año	Precipitación Máxima Diaria Anual	Precipitación Anual Acumulada (mm)	Número de Registros	Total que deberían estar registrados	Registrado %	Faltante %	Se Acepta o Rechaza
1990	42	670.4	365	365	100	0	Acepta
1991	57	631.7	365	365	100	0	Acepta
1992	50.3	618.3	366	366	100	0	Acepta
1993	20	349	365	365	100	0	Acepta
1994	53.8	430.5	365	365	100	0	Acepta
1995	61	603.8	365	365	100	0	Acepta
1996	31	405.8	366	366	100	0	Acepta
1997	20.5	320.9	365	365	100	0	Acepta
1998	42	368.6	365	365	100	0	Acepta
1999	42.2	382.5	365	365	100	0	Acepta
2000	32	369.6	366	366	100	0	Acepta
2001	34.2	538.6	365	365	100	0	Acepta
2002	42.6	709.8	304	365	83.29	16.71	Rechaza
2003	49.6	682.6	365	365	100	0	Acepta
2004	62.6	839.8	366	366	100	0	Acepta
2005	61	408.4	365	365	100	0	Acepta
2006	17.9	60.5	151	365	41.37	58.63	Rechaza

Figura 9. Reporte de resultados: Análisis y selección de los datos de precipitación

En la figura 10 se observan los resultados del análisis global y el ajuste de la función de mínimo error estándar exportados por el software AQUA-ZERO a Excel.



AQUA-ZERO: ANÁLISIS HIDROLÓGICOS
ARCHIVO: 001030 Aguascallentes (DGE).txt
ANÁLISIS GLOBAL Y AJUSTE DE LA FUNCION GAMMA 3P. MAX. VER.

Análisis Global	
Funcion	Error Estándar
Gamma 3P. Max. Ver.	1.364
Gumbel Max. Ver.	1.398
Lognormal 2 P Max. Ver.	1.42
Lognormal 3 P Max. Ver.	1.464
Gamma 2 P. Mom.	1.472
Gamma 3 P. Mom.	1.534
Gamma 2 P. Max. Ver.	1.538
Lognormal 3 P Mom.	1.563
Lognormal 2 P Mom.	1.731
Gumbel Mom.	1.864
Doble Gumbel 2 P. Mom.	2.547
Normal	2.656
Exponencial Mom.	4.12
Exponencial Max. Ver.	27.533

Parámetros Estadísticos de la Muestra

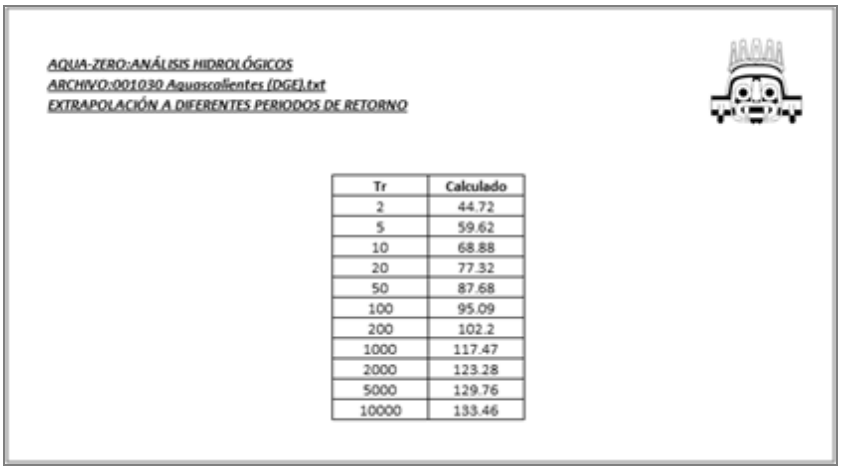
Media	Desviación	Asimetría	Curtosis
47.1333	15.833	0.5708	3.2227

Parámetros de la función

Alfa	Beta	Delta
7.3201	4.929	11.0522

Figura 10. Reporte de resultados: Análisis global y ajuste de funciones de distribución de probabilidad a la serie de datos

En este reporte se incluye también los valores asociados a los periodos de retorno seleccionados, mostrado en la Figura 11.



AQUA-ZERO:ANÁLISIS HIDROLÓGICOS
ARCHIVO:001030 Aguascalientes (DGE).txt
EXTRAPOLACIÓN A DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO

Tr	Calculado
2	44.72
5	59.62
10	68.88
20	77.32
50	87.68
100	95.09
200	102.2
1000	117.47
2000	123.28
5000	129.76
10000	133.46

Figura 11. Reporte de resultados: Extrapolación a diferentes periodos de retorno

Además de la generación de reportes, los datos pueden copiarse y pegarse directamente desde la interfaz del programa para su manipulación en el software o editor de texto elegido por el usuario, sin embargo se recomienda utilizar la opción de generación automática de resúmenes, ya que esta opción evita posibles errores asociados a la manipulación de los datos y de los resultados.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El Software AQUA-ZERO es de uso totalmente gratuito, y para solicitar una copia del software se deberá realizar mediante correo electrónico a los correos de los autores indicados en el presente artículo.
- El software está escrito en lenguaje Visual Basic.
- Los métodos utilizados para la programación del software AQUA-ZERO se mejoran sustancialmente, sobre todo en el ajuste con la función Gamma y Doble Gumbel, comparados con el software AX, para más detalles ver el manual de referencia.
- El uso del software AQUA-ZERO es útil para cualquier serie de datos, no únicamente para datos de precipitación.
- Se deberá tener especial atención en los resultados de las pruebas de consistencia de las series de datos, ya que de esto dependerá en gran medida la calidad de los resultados que se obtendrán posteriormente.
- Es recomendable utilizar la función de distribución de probabilidad que mejor se ajuste a la serie de datos, con la finalidad de que los valores obtenidos asociados a diferentes periodos de retorno sean representativos de la serie de datos original.
- El software AQUA-ZERO es compatible con sistemas operativos de 32 y 64 bits.
- Para la obtención de resultados representativos se recomienda que el periodo de registro de datos sea mayor a 10 años.
- Se incluye en el software un manual de usuario, detallando cada una de las tareas que puede realizar el software con la finalidad de facilitar su uso.
- La descripción a detalle de los métodos y ecuaciones empleadas son incluidas en el manual de referencia del software.
- Actualmente, se encuentra en desarrollo la segunda etapa del software AQUA-ZERO, que incluirá una interfaz SIG, las metodologías necesarias para realizar los análisis a nivel de

cuenca (área definida por el usuario) y la generación de mapas de resultados en formato raster.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abramowitz, M. y Stegun, I. (1972). *Handbook of mathematical functions.* Dover Publications, N.Y.

Aparicio, F. J. (2007). *Fundamentos de hidrología de superficie.* Ed. Limusa, México.

Campos, D. F. (2003). *Introducción a los Métodos Numéricos: Software en Basic y aplicaciones en Hidrología Superficial.* Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de San Luis Potosí, México.

Escalante, C. A. y Reyes, L. (2008). *Técnicas estadísticas en hidrología*. 2a. ed. Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.

Jiménez, M. (1992). *Manual de operación del programa AX.exe (Ajuste de funciones de distribución de probabilidad).* Coordinación de Investigación, Área de Riesgos Hidrometeorológicos, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México.

IAHR AIIH
XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

OBTENCIÓN DE VALORES IDF EMPLEANDO SERIES DE PRECIPITACIÓN DESAGREGADAS A PARTIR DE UN MODELO DE CASCADA ALEATORIA

Andrés Burboa[1] y Claudio Meier[2]
[1]Estudiante de Magíster, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción, Chile, andresburboa@udec.cl
[2]Profesor Asociado, Department of Civil Engineering, University of Memphis, EE.UU, cimeier@memphis.edu

RESUMEN:

Se presenta un método de estimación de valores de intensidad-duración-frecuencia (IDF) que utiliza series de precipitación desagregadas a partir de un modelo de cascada aleatoria. El método requiere dos series de precipitación: un registro limitado, de unos pocos años y alta resolución temporal, con el cual se calibra el modelo de cascada aleatoria; y un registro extenso, de varias décadas y baja resolución temporal, que se desagrega a partir del modelo calibrado. El método permite calcular valores IDF para duraciones menores a la resolución del registro extenso, que no podrían obtenerse con el registro de alta resolución debido a su reducido tamaño. Con este método se estimaron valores IDF en la ciudad de Concepción (Chile), utilizando una serie (limitada) de datos cada 1 min y otra (extensa) de resolución cercana a 1 hora (64 min). Los valores IDF generados, con duraciones entre los 5 y 60 min, presentan una diferencia promedio de 6.3% respecto a los valores IDF reales del lugar. Los resultados indican que el método es una buena alternativa para el análisis de precipitaciones extremas.

ABSTRACT:

An estimation method for intensity-duration-frequency (IDF) values that uses disaggregated rainfall series from a random cascade model is presented. The method needs two rainfall series: a limited record, of a few years and high temporal resolution, with which the random cascade model is calibrated; and an extensive record, of several decades and low temporal resolution, which is disaggregated with the calibrated model. The method allows calculating IDF values for durations less than the extensive record resolution, which could not be obtained with the high-resolution record due to its small size. With this method, IDF values were estimated for Concepción (Chile), using a 1-min series (limited) and a close to 1-hour (64 min) series (extensive). The generated IDF values, with durations between 5 and 60 min, shows a 6.3% average difference in comparison to the real IDF values on the place. The results indicate that the method is a good alternative for extreme rainfall analysis.

PALABRAS CLAVES: valores IDF; desagregación de precipitación; modelo de cascada aleatoria; serie de duración parcial; distribución generalizada de Pareto; estadístico de Kolmogorov-Smirnov

INTRODUCCIÓN

La caracterización estadística de precipitaciones extremas plantea un gran problema para la hidrología y el diseño ingenieril, presentándose comúnmente en la forma de valores de intensidad-duración-frecuencia o IDF. Algunas aplicaciones, como el diseño de drenaje urbano o el estudio de cuencas pequeñas, necesitan de valores IDF con duraciones bastante bajas (de 10 a 60 min, e incluso menos). En estos casos, la duración requerida por los valores IDF puede ser menor a la resolución de los registros de precipitación disponibles, lo que impide su cálculo. Este problema se ha reducido con la aparición de los pluviógrafos digitales modernos, que entregan series de precipitación con una alta resolución temporal (1 min). Sin embargo, el cambio de tecnología no significa una solución inmediata: aún deben registrarse, al menos, un par de décadas de datos digitales para poder realizar un buen análisis estadístico.

Para resolver este problema (sin tener que esperar tantos años) se ha planteado el uso combinado de una serie digital de pocos años y el registro extenso que existe normalmente. Una forma de hacer esto es extraer las características de la precipitación desde el registro de alta resolución y utilizarlas para desagregar la serie extensa. Para ello existen modelos estocásticos de precipitación, como los de pulsos rectangulares (Koutsoyiannis y Onof, 2001; Cowpertwait *et al*., 2007) o los de cascada aleatoria (Molnar y Burlando, 2005; Gaume *et al*., 2007; Licznar *et al*., 2011). En este caso se ha optado por un modelo de cascada aleatoria, aplicándolo en la obtención de valores IDF para la ciudad de Concepción (Chile).

DATOS

Se utilizaron dos series de precipitación de Concepción: una de casi 7 meses, registrada por un pluviógrafo digital OTT Pluvio^2; y otra de 39 años, proveniente de un pluviógrafo analógico de flotador y sifón. En la Tabla 1 se resumen las características de los dos registros.

Tabla 1.- Características generales de las series de precipitación utilizadas.

Serie	Extensión	Fecha Inicio	Fecha Fin	Precip. máx. 24 horas (mm)
Digital	6.7 meses	26-Sep-2014	20-Abr-2015	30.2
Analógica	39.4 años	13-May-1974	22-Oct-2013	150.8

El registro digital presenta eventos de precipitación menos extremos que el registro analógico. En la Figura 1 se presenta una semana de precipitación de la serie digital.

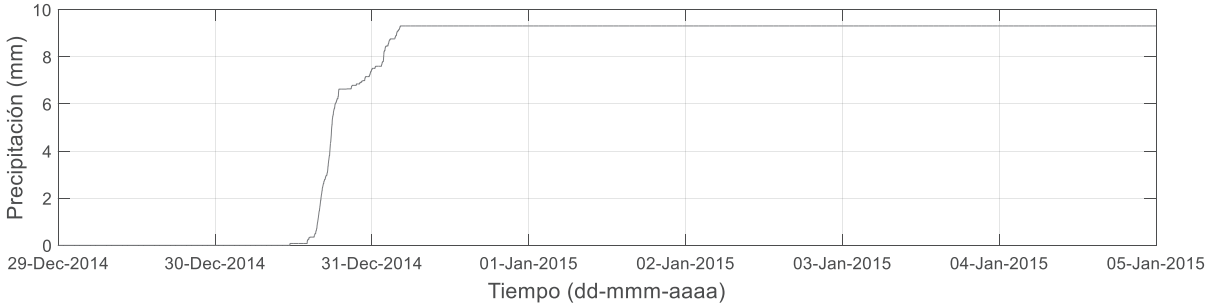


Figura 1.- Precipitación del registro digital entre el 29 de diciembre del 2014 y el 5 de enero del 2015.

En cambio, el registro analógico se encuentra en la forma de pluviogramas semanales. Los pluviogramas se digitalizaron con el programa PluvioReader (Burboa y Meier, 2016), consiguiendo

una serie de resolución 5 min. En la Figura 2 se presenta uno de los pluviogramas digitalizados y la precipitación acumulada que entregó el programa.

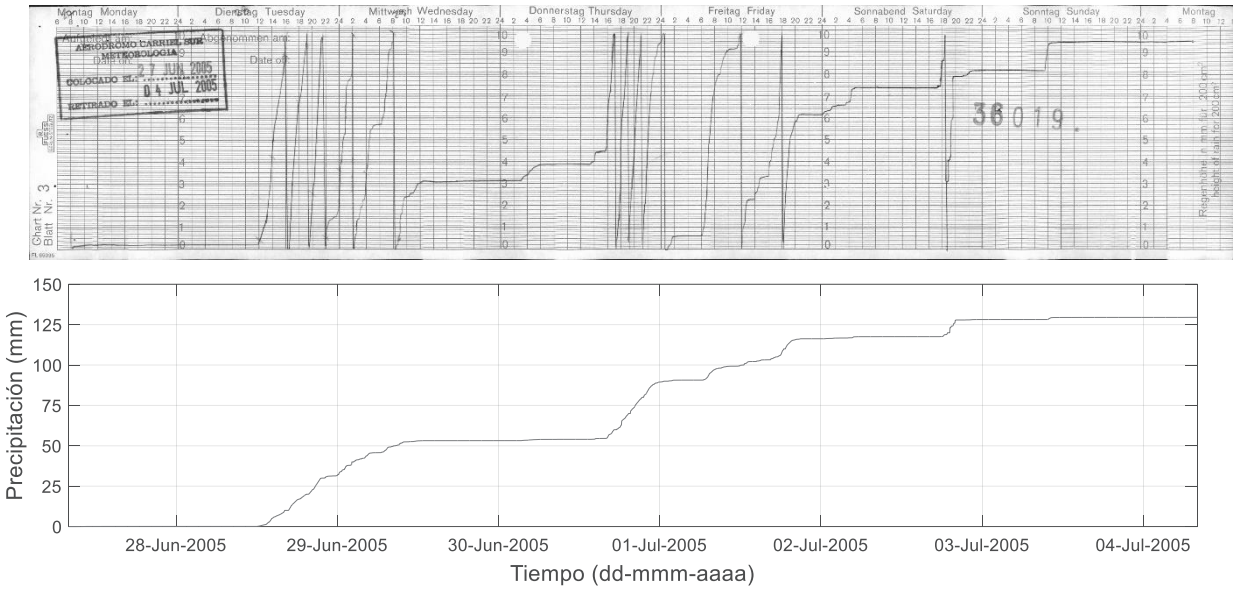


Figura 2.- Pluviograma semanal entre el 27 de junio y el 4 de julio del 2005 (arriba) y su precipitación digitalizada por el programa PluvioReader (abajo).

Como la resolución de ambas series es similar, la serie analógica se agrega hasta una resolución de 64 min, poniendo a prueba las capacidades del modelo de cascada aleatoria. En definitiva, las series de precipitación son tres: una digital con resolución de 1 min (D1), una analógica con resolución 5 min (A5) y otra analógica con resolución 64 min (A64).

MÉTODO

Cascada Aleatoria

Los modelos de cascada aleatoria distribuyen la precipitación a partir de divisiones sucesivas entre diferentes niveles de desagregación (Figura 3). En términos generales, la precipitación $R_{n,k}$, en el nivel n y la división k, se define según (Molnar y Burlando, 2005; Gaume *et al*., 2007):

$$R_{n,k} = R_0 \prod_{i=1}^{n} W_{i,g(i,k)} \quad [1]$$

donde R_0 es la precipitación total, $k = 1,2,\dots,b^n$, b es el número de ramificaciones, $W_{i,g(i,k)}$ se conoce como el generador de la cascada aleatoria, y $g(i,k)$ es un índice igual al redondeo hacia arriba de k/b^{n-i}.

Esta vez se utiliza un modelo de cascada microcanónica, que se caracteriza por conservar exactamente la precipitación; y se ha optado por número de $b = 2$ ramificaciones. Así, la suma de los dos generadores de una ramificación debe ser igual a 1:

$$W_{n,k} + W_{n,k+1} = 1 \quad [2]$$

Un caso particular ocurre cuando uno de los generadores es cero y el otro uno, lo que se conoce como intermitencia. La probabilidad de intermitencia p_0 se define como:

$$P\left(W_{n,k} = 0 \vee W_{n,k+1} = 0\right) = p_0 \quad [3]$$

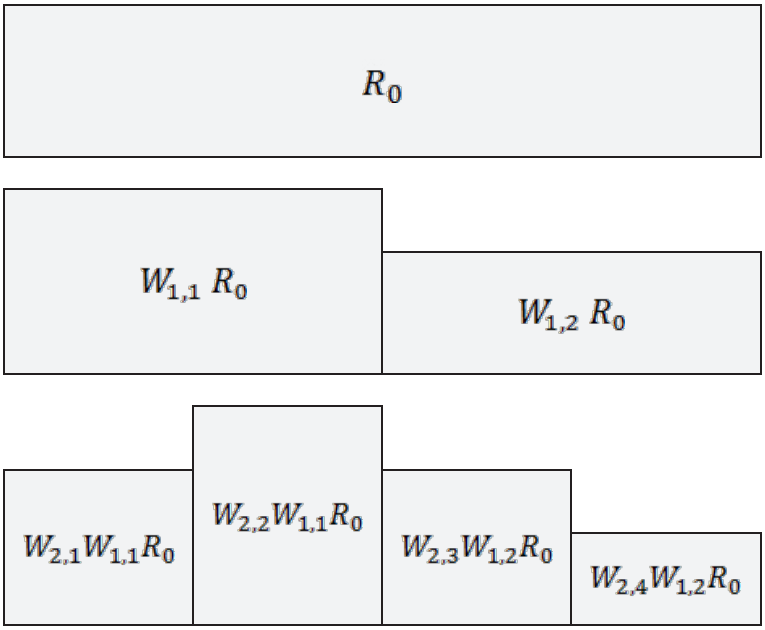


Figura 3.- Representación gráfica de un modelo de cascada aleatoria con $b = 2$ ramificaciones y $n = 0, 1, 2$ niveles de desagregación

Y el otro caso es que ambos generadores no sean cero ni uno, donde su probabilidad se ajusta a una distribución Beta con forma simétrica (de dos parámetros iguales). La distribución Beta simétrica se define según:

$$f(w) = \frac{1}{B(\alpha,\alpha)} w^{\alpha-1}(1-w)^{\alpha-1} \qquad 0 < w < 1 \qquad [4]$$

donde w representa los generadores de cascada, f es la función de densidad de probabilidad de la distribución Beta, α es su parámetro, y B es la función Beta.

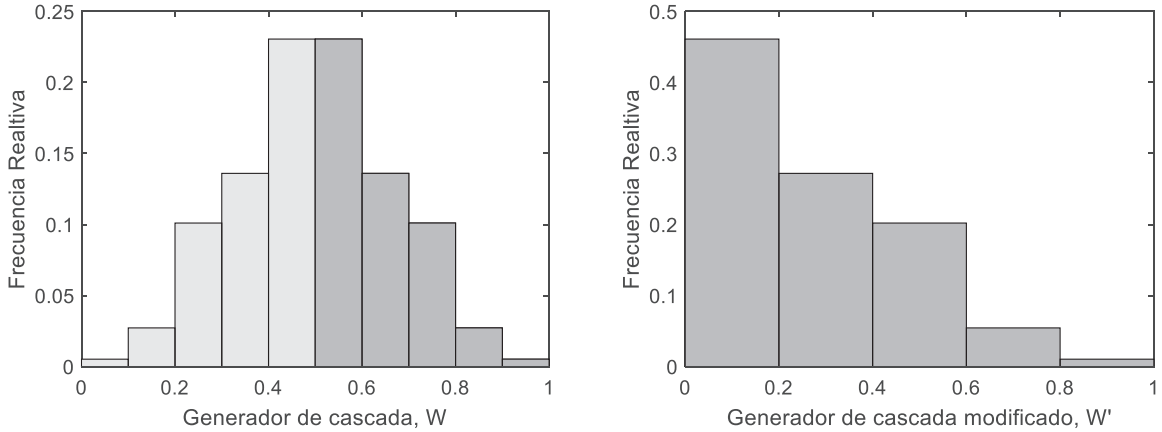


Figura 4.- Generadores de cascada aleatoria en su forma simétrica (izquierda) y según la modificación que utiliza solo la mitad superior (derecha). Datos de la serie digital (D1); nivel de desagregación $n = 4$.

Se plantea una modificación a la definición tradicional: como la distribución de los generadores es simétrica, se trabaja solo con la mitad superior de ellos (Figura 4), ajustándolos una distribución Beta sin simetría, que puede adaptarse mejor a los cambios de forma de la distribución entre diferentes niveles de desagregación n. La modificación mencionada es:

$$w' = 2w - 1 \qquad \frac{1}{2} < w < 1 \qquad [5]$$

$$f(w') = \frac{1}{B(\alpha,\beta)} w'^{\alpha-1}(1-w')^{\beta-1} \qquad 0 < w' < 1 \qquad [6]$$

donde w' es el cambio de variable que considera solo a la mitad superior de w, y β es el otro parámetro de la distribución Beta. Al trabajar solo con la mitad de los generadores se produce otro caso particular: que ambos sean iguales ($w = 0.5$, equivalente a $w' = 0$). La probabilidad de que ambos generadores sean iguales $p_{0.5}$ es:

$$P(W_{n,k+1} = 0.5) = p_{0.5} \qquad [7]$$

Durante un análisis preliminar se observó que las precipitaciones altas no se desagregan de la misma forma que las bajas. Por ello se propone una segunda modificación: dividir los generadores de cascada en grupos según la magnitud de la precipitación que desagregan. En este caso se dividen los generadores en tres grupos iguales: un tercio asociado a la precipitación más baja, otro a la más alta y otro intermedio. La probabilidad de intermitencia, de generadores iguales, y la distribución Beta es distinta en cada grupo, tal como se muestra en la Figura 5.

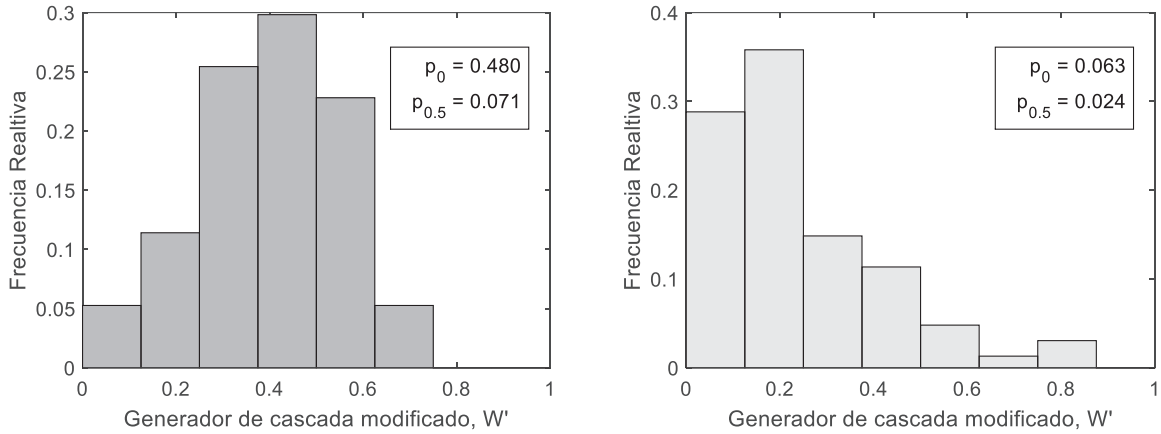


Figura 5.- Generadores de cascada aleatoria, probabilidad de intermitencia y probabilidad de generadores iguales para precipitaciones de magnitud intermedia (izquierda) y de magnitud alta (derecha). Datos de la serie digital (D1); nivel de desagregación $n = 4$.

En la Figura 5 no se incluyen los generadores para precipitaciones bajas porque casi todos producen intermitencia ($p_0 = 0.938$). Por último, los parámetros de la distribución Beta se estiman según el método de máxima verosimilitud.

Análisis de Frecuencia

En el análisis de precipitaciones extremas se plantea el uso de un enfoque de duración parcial (o de *peaks* sobre umbral, POT según sus siglas en inglés). Una distribución de probabilidad que se ajusta bien al enfoque de duración parcial es la distribución generalizada de Pareto (Stedinger *et al*., 1993; Koutsoyiannis, 2004), cuya función de probabilidad acumulada es:

$$F(x) = 1 - \left(1 + \xi \frac{(x-\mu)}{\sigma}\right)^{-\frac{1}{\xi}} \qquad x > \mu \qquad [8]$$

donde μ, σ y ξ son sus parámetros de umbral, escala y forma. Además, la relación entre la probabilidad y el periodo de retorno T en este enfoque se define como:

$$T = \frac{1}{\lambda\,(1-F(x))} \qquad [9]$$

donde λ corresponde a una media de la cantidad de máximos por año (el número de *peaks* sobre umbral dividido por la cantidad de años analizados). Nótese la relación inversa entre μ y λ (a mayor umbral es menor la cantidad de máximos por año).

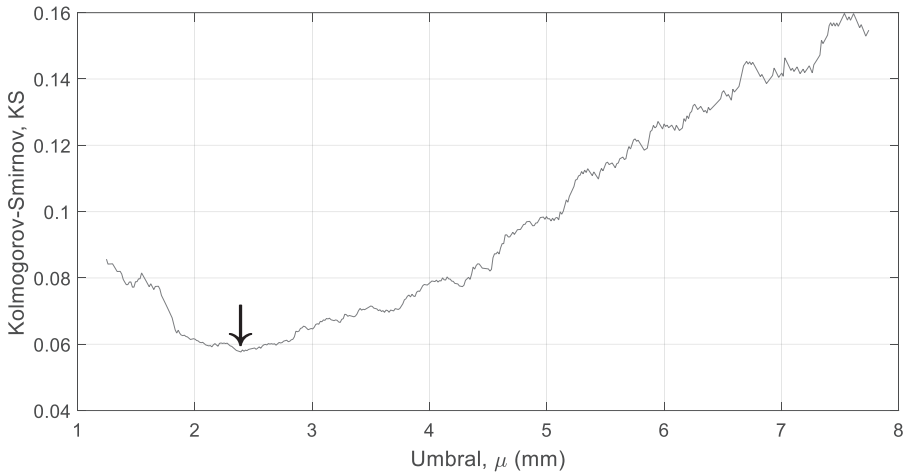


Figura 6.- Estadístico de Kolmogorov-Smirnov (KS) vs umbral de la distribución (μ). Se alcanza el valor mínimo de KS en $\mu = 2.39$ mm (flecha). Datos de la serie analógica (A5); duración 30 min.

Para estimar los parámetros de la distribución primero se calcula una serie de máximos por evento de precipitación. En ella se prueban diferentes valores de umbral μ, definiendo una serie de duración parcial por cada uno. Para cada serie (y umbral μ) se estiman los parámetros σ y ξ según el método de máxima verosimilitud, y se evalúa su estadístico de Kolmogorov-Smirnov (KS). Por último, se selecciona el ajuste que entrega el menor valor del estadístico KS (mejor bondad de ajuste). La Figura 6 presenta una relación entre el estadístico KS y el umbral μ.

Procedimiento

(1) Se agrega la serie digital (D1) desde 1 min a 64 min, pasando del nivel de desagregación $n = 6$ a $n = 0$. Se calcula la probabilidad de intermitencia p_0 y de generadores iguales $p_{0.5}$, se realiza el cambio de variable de w a w', y se calculan los parámetros α y β de la distribución Beta (todo esto para cada uno de los niveles n).

(2) Se desagrega la serie analógica (A64) desde 64 min a 1 min (yendo de $n = 0$ a $n = 6$) con los parámetros del paso (1). Se generan valores aleatorios para establecer primero si hay intermitencia o no (o si los generadores son iguales o no). Si no hay intermitencia (ni generadores iguales), se genera un valor aleatorio de w' distribuido según la distribución Beta, se vuelve a la variable w y se desagrega la precipitación con los generadores w y $1 - w$.

(3) Se realiza el análisis de precipitaciones extremas a partir de la distribución generalizada de Pareto. Primero se calculan las series de precipitación máxima por evento para duraciones entre 5 y 60 min. En cada una se prueban distintos umbrales μ, calculando sus parámetros σ y ξ, y su estadístico KS. Se selecciona el ajuste con el menor estadístico KS y con él se calculan los valores IDF de la serie.

(4) Se repite 100 veces los pasos (2) y (3), generando 100 series desagregadas a 1 min con sus respectivos valores IDF para duración entre 5 y 60 min.

(5) Se realiza el paso (3) con la serie analógica original (A5), obteniendo los valores IDF reales del lugar. Se comparan los valores IDF reales con la mediana de los 100 valores IDF generados a partir del modelo de cascada aleatoria.

RESULTADOS

Se calcularon los valores IDF reales y los valores IDF de las 100 series generadas mediante el modelo de cascada aleatoria. Los resultados se obtuvieron para periodos de retorno entre 5 y 100 años, y duraciones de 5 a 60 min. En las Figuras 7 y 8 se comparan los resultados forma visual, graficando las curvas IDF reales y generadas.

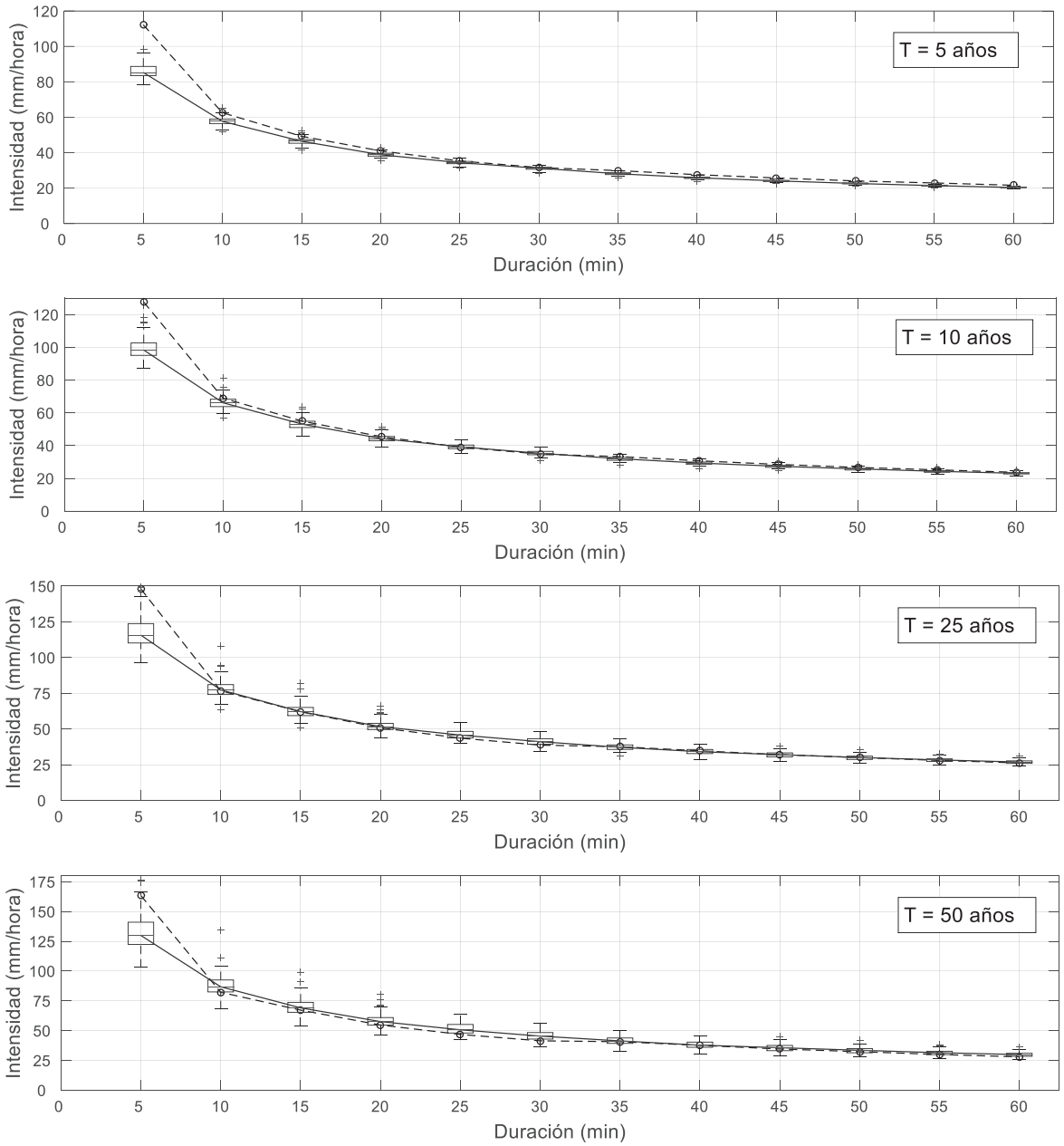


Figura 7- Curvas IDF en Concepción. Los círculos con línea segmentada corresponden los valores IDF reales; los diagramas de caja con línea continua representan a los valores IDF de las 100 series generadas con la cascada aleatoria. Periodos de retorno de 5 a 50 años

Las curvas IDF generadas presentan una forma similar a las curvas IDF reales. Solo en la duración de 5 min se observa una separación notoria, encontrándose el valor real por sobre el valor generado (para todos los periodos de retorno). Por otra parte, se aprecia que la dispersión de los valores generados es mayor para periodos de retorno más altos (los cuartiles de los diagramas de caja se encuentran más separados). La Tabla 2 presentan los valores IDF para los mismos periodos de retorno, pero con duraciones entre 5 y 45 min, incluyendo la diferencia porcentual entre valores reales y generados.

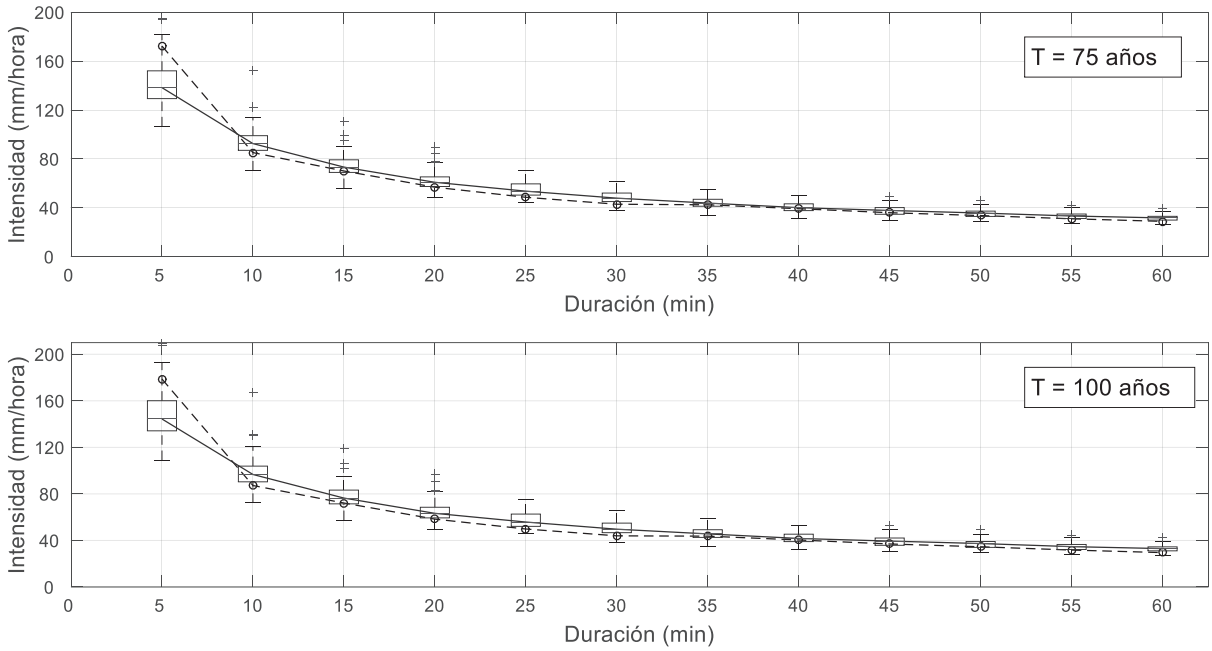


Figura 8.- Curvas IDF en Concepción. Los círculos con línea segmentada corresponden los valores IDF reales; los diagramas de caja con línea continua representan a los valores IDF de las 100 series generadas con la cascada aleatoria. Periodos de retorno de 75 y 100 años

Tabla 2.- Valores IDF en Concepción (mm/hora), con su magnitud real (R) y la mediana de los valores generados por la cascada aleatoria (C). Incluye la diferencia porcentual entre los dos resultados (D). Periodos de retorno entre 5 y 100 años; duraciones de 5 a 45 min.

			Duración (minutos)								
			5	**10**	**15**	**20**	**25**	**30**	**35**	**40**	**45**
Periodo de retorno (años)	**5**	**R**	112.2	62.5	49.3	41.0	35.3	31.6	29.9	27.6	25.7
		C	85.3	57.7	46.4	38.8	34.3	31.2	28.1	25.8	24.1
		D	-24.0%	-7.8%	-5.7%	-5.2%	-2.8%	-1.2%	-5.9%	-6.3%	-6.3%
	10	**R**	127.6	69.0	54.9	45.4	39.0	34.8	33.3	30.7	28.5
		C	98.4	66.1	53.1	44.3	39.2	35.3	32.0	29.3	27.4
		D	-22.9%	-4.1%	-3.4%	-2.4%	0.5%	1.4%	-3.9%	-4.5%	-4.1%
	25	**R**	148.0	76.7	62.0	50.8	43.6	38.7	37.6	34.7	32.0
		C	115.7	77.3	62.2	51.7	45.7	41.1	37.2	34.1	32.0
		D	-21.8%	0.8%	0.2%	1.6%	4.9%	6.2%	-1.1%	-1.8%	0.0%
	50	**R**	163.4	82.2	67.2	54.7	46.8	41.4	40.7	37.6	34.5
		C	129.9	86.8	69.1	57.6	50.7	45.4	41.3	37.8	35.6
		D	-20.5%	5.6%	2.8%	5.3%	8.3%	9.6%	1.6%	0.5%	3.1%
	75	**R**	172.3	85.2	70.1	56.8	48.6	42.9	42.4	39.2	36.0
		C	138.3	92.5	73.3	60.9	53.6	47.9	43.9	40.1	37.8
		D	-19.8%	8.7%	4.5%	7.1%	10.3%	11.6%	3.3%	2.2%	5.1%
	100	**R**	178.7	87.2	72.1	58.3	49.8	43.9	43.7	40.4	37.0
		C	144.4	96.7	76.4	63.3	55.8	49.7	45.6	41.7	39.4
		D	-19.2%	10.9%	5.9%	8.5%	12.0%	13.0%	4.4%	3.3%	6.7%

En general, se observa una baja diferencia porcentual entre los valores IDF reales y la mediana de los valores IDF generados. La mayor diferencia es de un 21.3% para la duración de 5 min (en promedio), sin embargo, disminuye notablemente a partir de los 10 min, alcanzando un

5.4% para 10 min, o un 3.3% para 15 min. Si se excluye la duración de 5 min, las diferencias individuales varían entre el 0.0% (75 años, 45 min) y el 13.0% (100 años, 30 min). Por último, se distingue que los valores generados son menores a los reales para periodos de retorno bajos, mientras que para periodos de retorno altos ocurre lo contrario.

CONCLUSIONES

Se desarrolló un método de estimación de valores IDF que utiliza series de precipitación desagregadas mediante un modelo de cascada aleatoria. Su principal característica es que emplea dos fuentes de información: un registro extenso, pero de baja resolución temporal; y otro de alta resolución, pero limitado. El método aprovecha lo mejor de cada serie: permite un análisis estadístico que solo se podría realizar con el registro extenso, pero entrega valores IDF con duraciones cercanas a la resolución del registro limitado.

Se utilizó el método para estimar valores IDF en Concepción (Chile), comparando sus resultados con los valores IDF reales. Se destaca la baja diferencia entre los valores IDF reales y los generados con el método (6.0% en promedio), aunque la duración de 5 min obtuvo una discrepancia mayor (21.3%). Con una baja diferencia para duraciones mayores a 10 min, el método ofrece una buena alternativa para el estudio de drenaje urbano o cuencas pequeñas en situaciones donde los datos de precipitación no poseen la resolución necesaria. Además, el método permitiría calcular valores IDF en lugares donde se han instalado recientemente instrumentos de medición modernos, sin la necesidad de esperar dos o más décadas recolectando datos.

A futuro debe estudiarse el desempeño del método con una serie digital de mayor tamaño (al menos 1 año), y el uso de otros métodos de estimación de parámetros para la distribución generalizada de Pareto (como el de los L-momentos). Además, se necesita profundizar en la agrupación de generadores según la magnitud de la precipitación, estudiando la influencia de la cantidad de grupos e implementando métodos de agrupación más elaborados (basados en análisis de grupos o *clustering* en inglés).

REFERENCIAS

Burboa, A., y C. Meier (2016). "PluvioReader: Un programa automático para la digitalización de pluviogramas". *XXVII Congreso Latinoamericano de Hidráulica,* Lima, Perú.

Cowpertwait, P., V. Isham y C. Onof (2007). "Point process models of rainfall: developments for fine-scale structure". *Proceedings of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, 463, 2569-2587.

Gaume, E., N. Mouhous y H. Andrieu (2007). "Rainfall stochastic disaggregation models: Calibration and validation of a multiplicative cascade model". *Advances in Water Resources*, 30, 1301–1319.

Koutsoyiannis, D. y C. Onof (2001). "Rainfall disaggregation using adjusting procedures on a Poisson cluster model". *Journal of Hydrology*, 246, 109–122.

Koutsoyiannis, D. (2004). "Statistics of extremes and estimation of extreme rainfall. I: Theoretical investigation". *Hydrological Sciences Journal*, 49(4), 575–590.

Licznar, P., J. Łomotowski y D. Rupp (2011). "Random cascade driven rainfall disaggregation for urban hydrology: An evaluation of six models and a new generator". *Atmospheric Research*, 99(3–4), 563–578.

Molnar, P., y P. Burlando (2005). "Preservation of rainfall properties in stochastic disaggregation by a simple random cascade model". *Atmospheric Research*, 77, 137–151.

Stedinger, J. R., R. M. Vogel y E. Foufoula-Georgiou (1993). "Frequency analysis of extreme events". *In: Handbook of Hydrology, Cap. 18 (ed. by D. R. Maidment)*. McGraw-Hill, New York, USA.

IAHR AIIH

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

MONTAJE EXPERIMENTAL PARA LA EVALUACIÓN DE LA ESCORRENTÍA Y LA EVAPOTRANSPIRACIÓN EN TECHOS VERDES

Nicolás Cortes Torres, Andrés F. Duque Montenegro, Angie K. Guasca Gallardo, Roger S. Guio González, Edgar L. Villarreal González y Andrés E. Torres Abello.

Universidad Nacional de Colombia - Sede Bogotá, Pontificia Universidad Javeriana, Colombia.
ncortest@unal.edu.co,afduquem@unal.edu.co, akguascag@unal.edu.co, rsguiog@unal.edu.co, elvillarealg@unal.edu.co y andres.torres@javeriana.edu.co

RESUMEN:

Los techos verdes como sistema de drenaje sostenible son una alternativa con alto potencial por su posible adecuación a zonas urbanas, esto debido a la cantidad de cubiertas impermeables utilizables. A pesar de su aplicabilidad, en Colombia no se cuenta con información suficiente que defina el comportamiento hidrológico de los mismos, y que permita dilucidar los beneficios de adoptar estas prácticas. Por esta razón se plantea un sistema de adquisición de datos junto con un simulador de lluvia que permita el estudio del funcionamiento de los techos verdes en la ciudad de Bogotá, en este documento se presenta la descripción del montaje para analizar el volumen de retención del techo verde y posteriormente se muestran los resultados generados en la calibración del montaje.

ABSTRACT:

Green roofs as a sustainable drainage system are an alternative with high potential for its possible adaptation to urban areas, this due to the number of usable waterproof covers. Despite its applicability, in Colombia there is not enough information to define its hydrological behavior, and to elucidate the benefits of adopting these practices. Consequently, a data acquisition system is proposed along with a rain simulator that allows to do a study of the operation of green roofs in the city of Bogotá, this document presents the description of the assembly to analyze the volume of roof retention green and subsequently the results generated in the calibration of the assembly are shown.

PALABRAS CLAVES: *Techos verdes; Sistemas de adquisición de datos; Sistemas urbanos de drenaje sostenible; Arduino.*

INTRODUCCIÓN

El desarrollo urbano y el cambio en el uso del suelo generado a partir de la construcción de grandes zonas impermeables, conlleva graves impactos sobre el ciclo hidrológico. Las superficies artificiales disminuyen la permeabilidad del suelo, lo cual produce una mayor escorrentía superficial y una menor infiltración; así mismo, la eliminación de la cobertura vegetal se ve reflejada en la disminución de la evapotranspiración. Desde hace unas décadas han ganado mucha aceptación a nivel internacional las alternativas no convencionales para el manejo sostenible del agua lluvia en los centros urbanos, alternativas conocidas como Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS) (Butler & Davies, 2004; Rodríguez Díaz, 2013). Si bien en la actualidad existen varios tipos de SUDS que contribuyen al manejo del agua lluvia, los techos verdes en particular poseen una mayor proporción de aplicabilidad debido a que en los centros urbanos, las cubiertas impermeables representan un importante porcentaje de la zona urbana (Gorani, 2017).

Los techos verdes están constituidos por un sistema sustrato-vegetación multicapa, el cual aporta en los procesos de retención y detención de agua lluvia en ambientes urbanos, almacenando considerables volúmenes de agua que podrían colmatar el sistema de alcantarillado tradicional (Butler & Davies, 2004, p. 462), situación que se presenta con frecuencia en distintas ciudades de Colombia. Estos techos ofrecen una alternativa que trae consigo beneficios tales como aumentar los tiempos de concentración y disminuir el caudal pico; sin embargo, dentro de las condiciones climatológicas del territorio colombiano, es muy poco lo que se conoce con respecto al funcionamiento hidrológico de estos techos, en particular para el régimen hidroclimatológico de la ciudad de Bogotá.

Por lo anterior, se hace necesaria la investigación en este campo del conocimiento y por ende, se hace indispensable pensar en un diseño experimental que permita evaluar las diferentes variables que se interrelacionan hidrológicamente en una alternativa de solución como los techos verdes. Lo cual, nos lleva a un sistema de adquisición de datos compuesto por diferentes tipos de sensores que interconectados sean capaces de registrar de la mejor forma los comportamientos que se perciben en la realidad.

MARCO TEORICO

Conceptos teóricos para el diseño del montaje

Con el fin de entender el comportamiento hidrológico de los techos verdes en la ciudad de Bogotá, se implementó un modelo agregado de lluvia-escorrentía, denominado TR-20, desarrollado por el Soil Conservation Service (SCS) en 1972, el cual para un solo evento de tormenta (P) describe el agua retenida en la cuenca como la suma de una abstracción inicial (Ia) y una profundidad adicional de agua (Fa), que siempre es menor o igual a un valor definido como retención potencial máxima (S). Por conservación de masa (Ecuación [1]), la precipitación efectiva (Pe), es la lluvia que finalmente genera escorrentía superficial. (Mockus, Hjelmfelt, & Service Natural Resources Conservation, 2004)

$$Pe=P-Ia-Fa \qquad [1]$$

A partir de la concepción teórica de este modelo, se planteó un montaje experimental en el cual se pudiese medir de forma directa variables clave como, el evento de precipitación (P), el caudal de escorrentía superficial-subsuperficial (Pe) y el cambio de almacenamiento de agua en la capa sustrato-vegetación del techo verde (Ia, Fa). Este último, relacionado con la producción de evapotranspiración, puesto que ésta varía en función de la disponibilidad hídrica del sustrato (Calabuig Belda, 2016) y la temperatura ambiente; por ende y para completar un cierre total del

balance hídrico en un techo verde como volumen de control es importante cuantificar una variable de control tal como la temperatura.

Sistemas de adquisición de datos

Un sistema de adquisición de datos es un proceso de medición de fenómenos físicos mediante sensores que funcionan como transductores de dicho fenómeno a una señal eléctrica. Dicha señal es tomada mediante una tarjeta de desarrollo para ser posteriormente enviada al computador e interpretada a través de programación. (National Instruments, 2018)

Para el desarrollo de este sistema de adquisición de datos se usó Arduino, la cual, es una plataforma de programación de uso libre para sistemas electrónicos, esta maneja un lenguaje de programación basado en C++ con una adaptación de una librería avr-libc que genera un entorno intuitivo para facilidad del usuario, además de contar con una comunidad de usuarios que promueve el trabajo colaborativo (Duque, A. Ochoa, A. Buitrago, D. & Galindo, C., 2018). A partir de las tarjetas de desarrollo compatibles con esta plataforma se pueden implementar diferentes sistemas de adquisición de datos de bajo costo para el usuario, es por esto que para el montaje experimental se utilizan dos tarjetas Arduino UNO para implementar el sistema de medición a partir de las variables definidas.

DESCRIPCIÓN Y CONSTRUCCIÓN DEL MONTAJE

A partir de la definición de las variables claves para la adquisición de los datos (Precipitación [P], el caudal de escorrentía superficial-subsuperficial [Pe] y el cambio de almacenamiento de agua en la capa sustrato-vegetación [ΔS]), se plantea un montaje experimental compuesto por tres estructuras, un simulador de lluvia, 4 marcos de carga, 4 tanques receptores, el primero para la adquisición de los datos de precipitación, el segundo para la obtención del cambio de almacenamiento de agua y el tercero, el caudal de escorrentía; en la Figura 1 se muestra la interrelación de las estructuras del montaje; adicionalmente el montaje cuenta con dos sensores de temperatura [T] como variable de control.

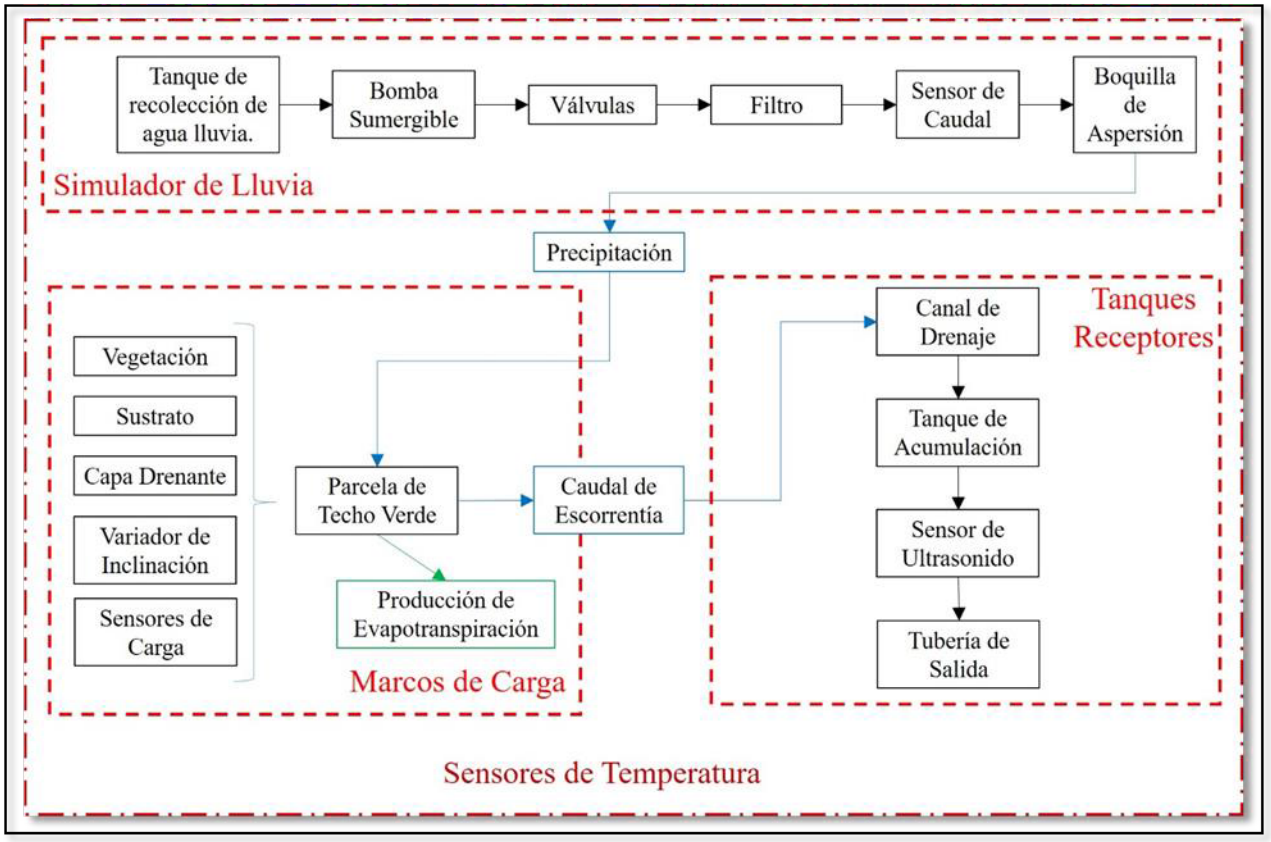


Figura 1.- Interrelación de las Estructuras del Montaje Experimental.

En este montaje se evaluarán 8 parcelas de 1m2 de techos verdes; con una combinatoria de dos tipos de sustratos con espesores de 5 y 10cm y dos especies vegetales (Ver Tabla 1).

Tabla 1.- Parcelas Experimentales.

Parcela	Espesor del Sustrato (cm)	Composición del Sustrato	Especie Vegetal
1	5	Típico*	Sedum
2	10	Típico	Sedum
3	5	Optimizado**	Sedum
4	10	Optimizado	Sedum
5	5	Típico	Echeveria Ballsii
6	10	Típico	Echeveria Ballsii
7	5	Optimizado	Echeveria Ballsii
8	10	Optimizado	Echeveria Ballsii

*Sustrato típico se compone por tierra negra y cascarilla de arroz en proporción 5 a 1. **Sustrato optimizado se compone de tierra negra (20%), piedra pómez (40%), arcilla (10%), arena (10%), zeolita (10%) y perlita (10%).

Simulador de lluvia

El simulador de lluvia opera captando el agua de un tanque de recolección de agua lluvia a través de una bomba sumergible, para luego ser conducida por tubería hasta un par de válvulas que permitirán calibrar posteriormente el caudal de entrada que se transformará en la precipitación del sistema, posterior a las válvulas se encuentra un filtro que evitará el taponamiento de las boquillas

de aspersión y daños en los sensores, una vez filtrada el agua se pasa por el sensor de caudal y la estructura termina con las boquillas de aspersión (Figura 2).

La información de los eventos de precipitación es medida a partir del sensor de caudal YF-S201; y su funcionamiento parte del efecto hall, el cual mediante un sistema de molinete envía pulsos eléctricos cada vez que se genera una revolución de sus aspas, la tarjeta electrónica Arduino UNO toma la lectura de los pulsos y a partir del reloj interno encuentra la velocidad con la cual gira el molinete facilitando su conversión a caudal o volumen, esto permite determinar de una forma controlada la cantidad de agua que ingresa a los techos verdes.

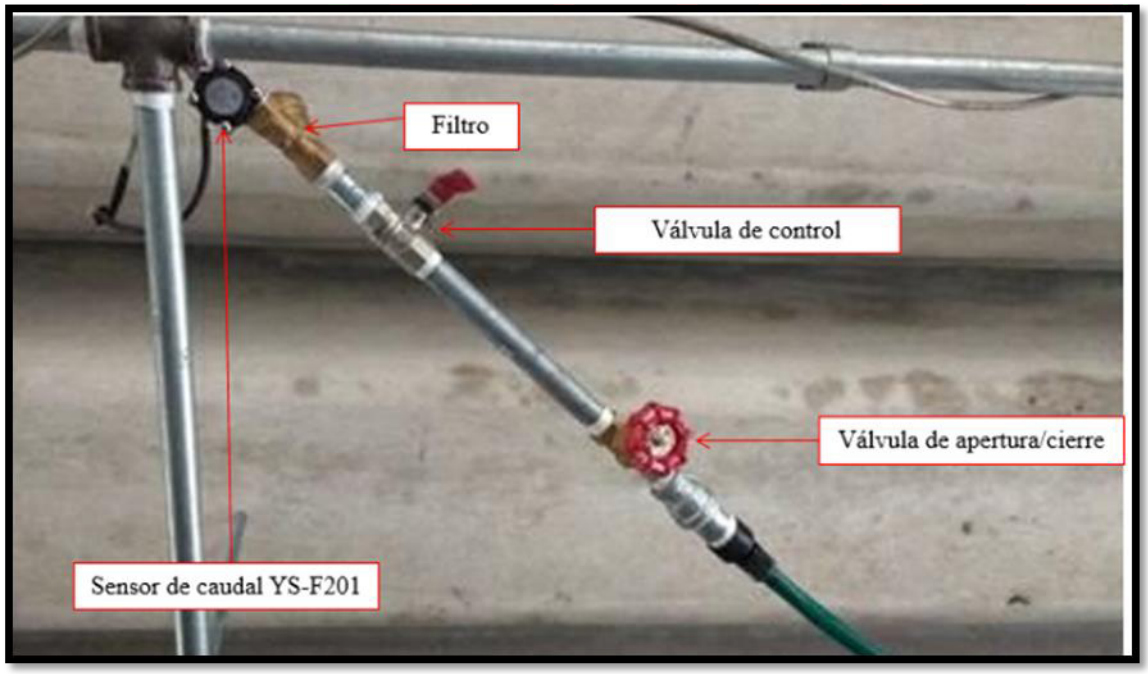


Figura 2.- Configuración Estructura 1: Simulador de Lluvia.

Marcos de Carga

La precipitación dada por las boquillas de aspersión es recibida por la estructura número 2, los marcos de carga, cada marco está compuesto por una mesa de soporte, una parcela de techo verde, un variador de inclinación y dos láminas de carga, al interior de este par de láminas se alojan las celdas de carga (Figura 3).

El cambio de almacenamiento de agua en la capa sustrato-vegetación del techo verde es medido a partir de un conjunto de celdas de carga de tres hilos las cuales trabajan en pares para formar una configuración de puente de Wheatstone completa. Las celdas de carga están conformadas por galgas extensiométricas que mediante una deformación mecánica modifican el valor de las resistencias en el puente de Wheatstone provocando de esta forma la variación de tensión eléctrica, la cual es leída por el conversor análogo digital (ADC) HX711 encargado de realizar la transformación de una señal analógica a una digital para su posterior procesamiento en la tarjeta de adquisición de datos. Un conjunto de estos sensores está compuesto por 4 medios puentes de Wheatstone con una capacidad individual de 50 kg; estos se encuentran ubicados entre dos láminas de carga emulando el funcionamiento de una balanza; la lámina superior protege los sensores y posee el variador de inclinación, el cual permite evaluar el comportamiento del techo verde con diferentes ángulos de inclinación (Figura 4).

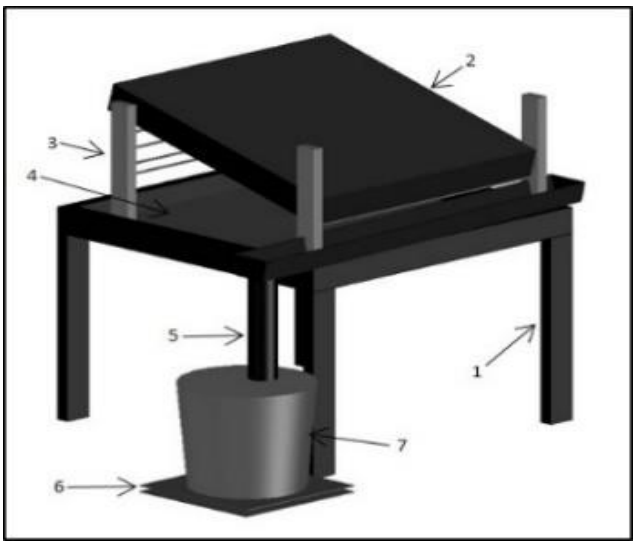


Figura 3.- Marco de carga (1. Mesa de Soporte, 2. Parcela de techo verde, 3. Variador de inclinación, 4. Láminas de carga) Tanque Receptor (5. Canal de drenaje, 6.Tanque de acumulación, 7, Sensor de ultrasonido, 8. Tubería de salida).

Figura 4.- Detalle Lámina de Carga, Celda de Carga y Variador de Inclinación.

Tanques Receptores

La tercera estructura está compuesta por un canal de drenaje, un tanque de acumulación de 20 litros de capacidad, un sensor de ultrasonido y una tubería de salida (Figura 3). El caudal de escorrentía es medido en función del volumen de agua ocupado en el tanque de acumulación y asociado a una altura de medida por el sensor de ultrasonido HC-SR04. Este sensor posee un emisor y receptor de onda sonora, el emisor genera una onda ultrasónica inaudible la cual choca contra una superficie con el fin de que el receptor determine el tiempo de recorrido de la señal a partir de la velocidad con que regresa la onda sonora, posteriormente la tarjeta electrónica calcula la distancia por lo cual se encuentra el nivel del agua, permitiendo conocer el volumen de agua que es drenado por el techo verde.

Finalmente, se instalaron dos sensores de temperatura al interior de la habitación en la cual se llevaron a cabo las pruebas esto con el fin de tener esos datos como variable de control y posteriormente lograr un análisis de la evapotranspiración además de poder ajustar la lectura de las celdas de carga por la variación de temperatura. Para dicho propósito se usó el sensor DS18B20. En la Tabla 2 se muestran las características de cada una de las variables involucradas en el sistema de adquisición de datos.

Tabla 2.- Características de las variables a medir

Variable	Unidades de medición	Rango	Precisión
Precipitación (Caudal)	l/min	1-30	0.06
Cambio de almacenamiento (Peso)	kg	0.5 - 120	0.5
Caudal Escorrentía (Ultrasonido)	cm	2-45	0.3
Temperatura	°C	14 – 25	0.1

Funcionamiento del Sistema de Adquisición de datos

El sistema de adquisición de datos está compuesto de 16 celdas de carga de tres hilos (4 por cada mesa), 4 módulos ADC HX711 (1 por cada mesa), 4 sensores de ultrasonido HC-SR04 (1 por cada tanque de almacenamiento), 2 sensores de temperatura DS18B20, 1 sensor de caudal y 2 tarjetas Arduino UNO las cuales se comunican al computador por medio del software Arduino IDE.

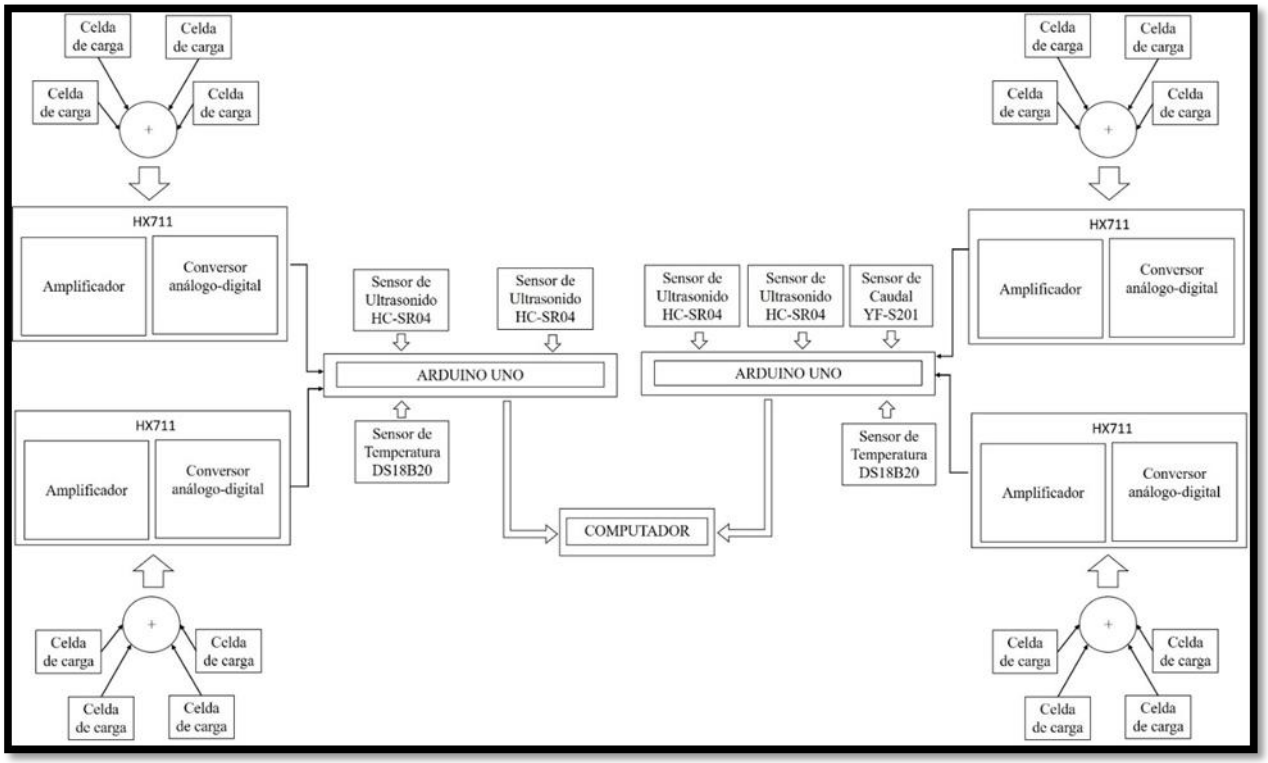


Figura 5.- Diagrama de bloques del sistema

En el diagrama de bloques del sistema como se observa en la figura 5 la primera tarjeta de Arduino UNO se encarga de medir el peso de dos mesas de carga, el volumen de dos tanques de almacenamiento y la temperatura ambiente. La segunda tarjeta mide el peso de dos mesas de carga, el volumen de dos tanques de almacenamiento, la temperatura ambiente y el caudal del simulador de lluvia, de esta forma los datos del sistema son sincronizados y analizados en computador.

CALIBRACIÓN Y RESULTADOS

Cada uno de los sensores instalados dentro de las estructuras del montaje fue calibrado de la siguiente forma:

Simulador de lluvia

Para el sensor de caudal se realizó una comparación entre número de pulsos y volumen, con la pendiente encontrada tras la linealización se encontró el factor de conversión para hallar el caudal a partir de los pulsos obtenidos. La curva de calibración se encuentra en la Figura 6 y tiene un rango de volúmenes entre 1L y 20L.

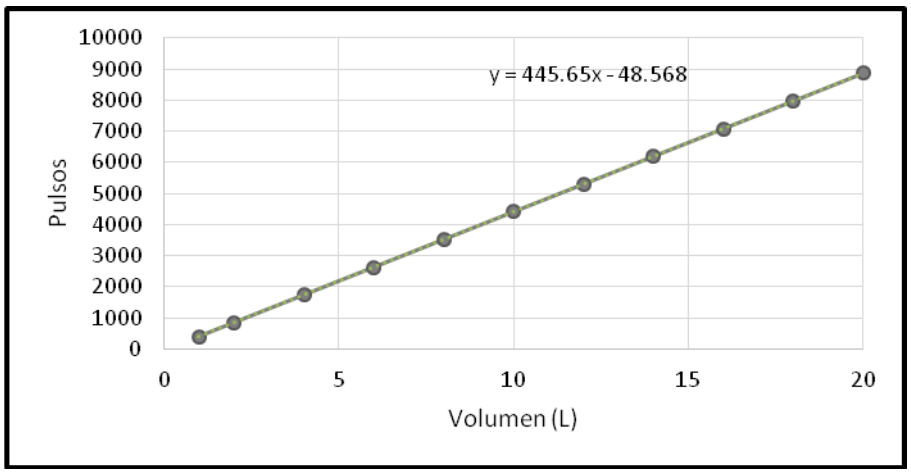


Figura 6.- Curva de calibración sensor de flujo

Marcos de Carga

La calibración de las celdas de carga se realizó mediante las lecturas que entrega el conversor análogo digital a la tarjeta, para esto se realizó una comparación con los volúmenes conocidos en un rango de 0 a 80 litros, con la linealización de esta curva se obtuvo una ecuación para aplicar dentro del programa. (Figura 7).

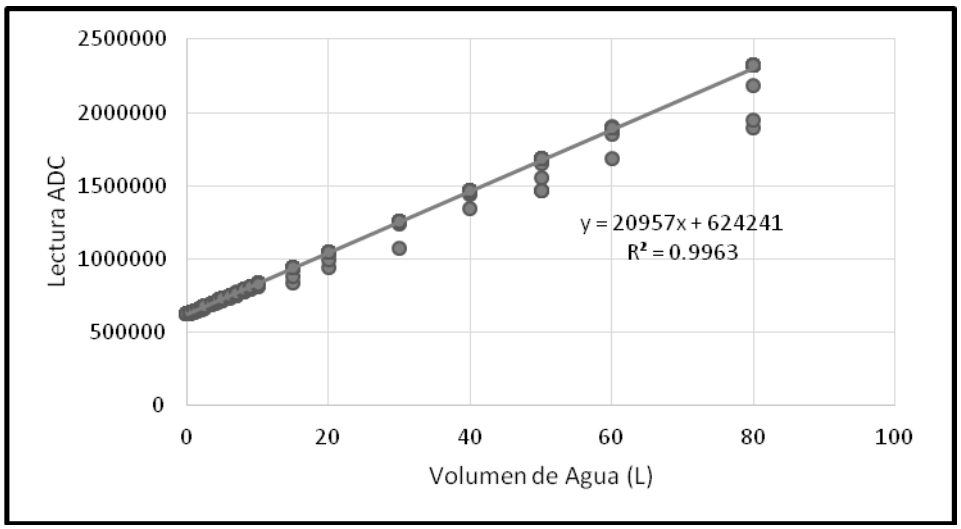


Figura 7.- Curva de calibración Celdas de carga

Una vez obtenida la curva de calibración de las celdas de carga, se realizó una prueba de estabilidad temporal en la cual se encontraron variaciones en la lectura de la celda de carga a volumen cero. En las Figuras 8 y 9 se puede observar la variación temporal de las Lecturas ADC de las Celdas de carga con respecto a la variación temporal de la temperatura.

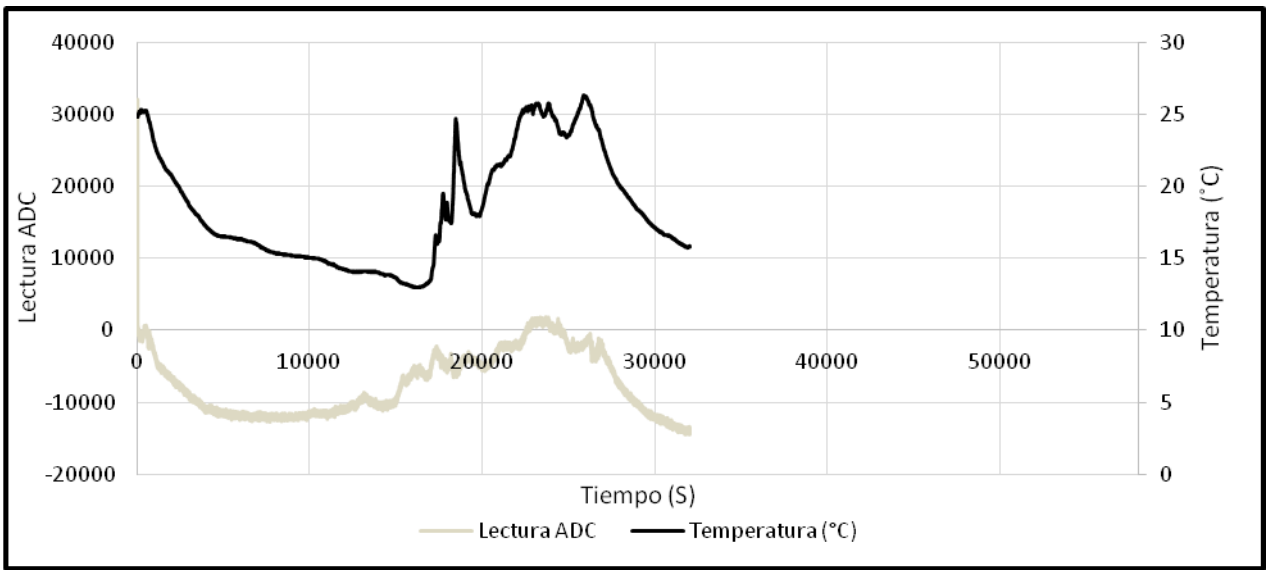


Figura 8.- Relación entre la Lectura ADC y la Temperatura

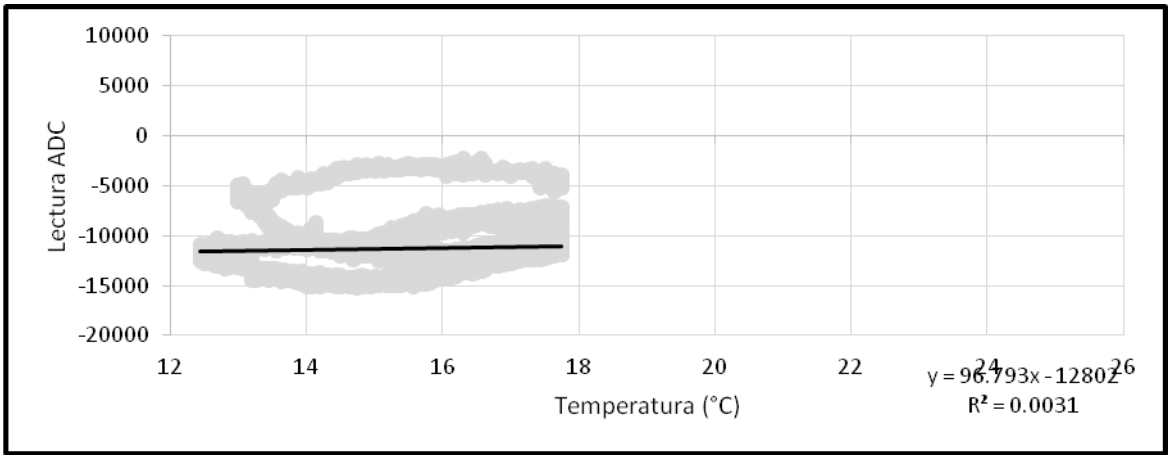


Figura 9.- Correlación la Lectura ADC y la Temperatura

Tanques Receptores

El sensor de Ultrasonido se calibró, a partir de volúmenes conocidos correlacionados con las alturas proporcionales de los tanques de retención, de este modo a mayor volumen en el tanque de retención disminuye la lectura de altura generada por el sensor de ultrasonido como se muestra en la figura 10.

Por último, para la calibración del sensor de temperatura se tomaron valores de temperatura patrón mediante un multímetro con termocupla y los datos que arrojaba la lectura del sensor, la curva de calibración se muestra en la Figura 11.

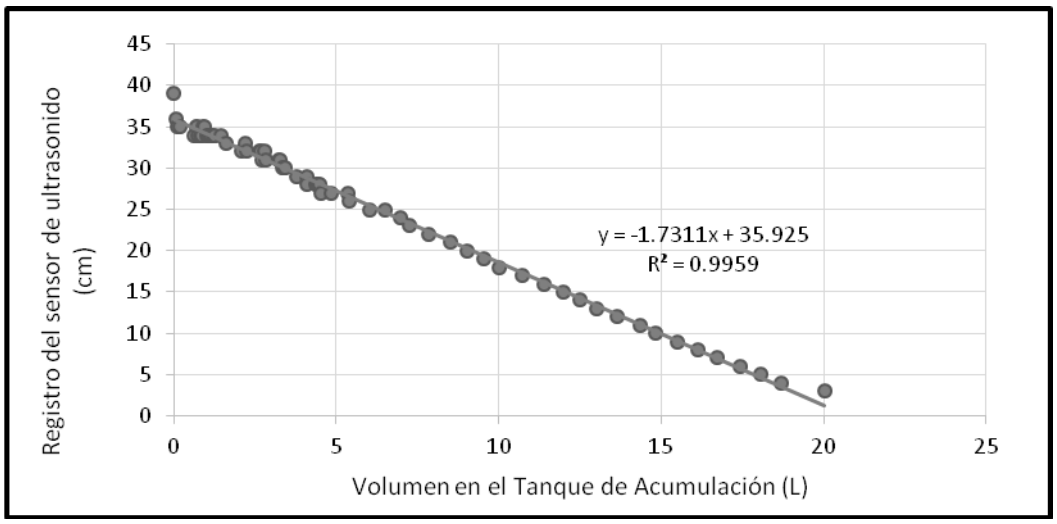


Figura 10.- Curva de calibración sensor de ultrasonido

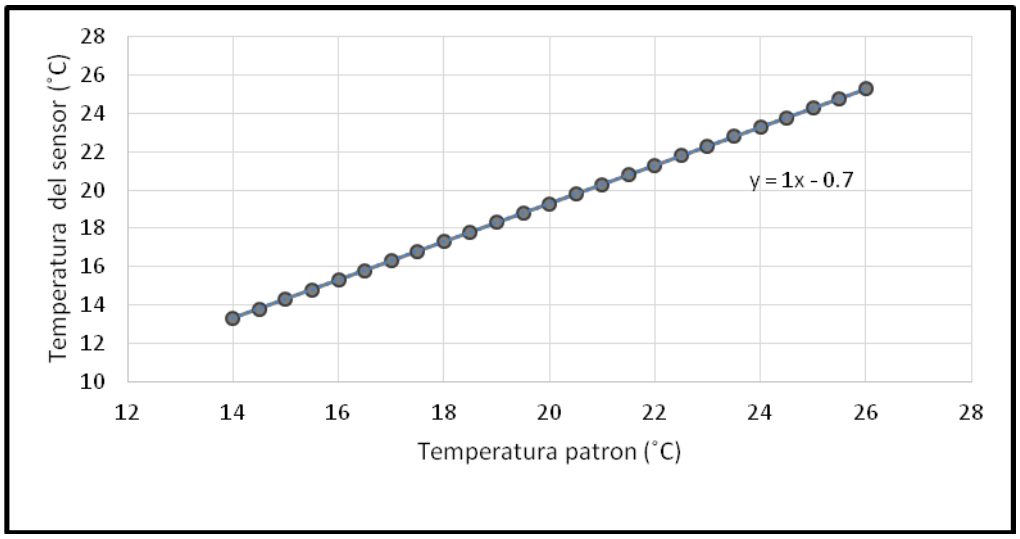


Figura 11.- Curva de calibración sensor de temperatura

CONCLUSIONES

Con el diseño y la descripción que se realizó de este montaje experimental es posible evaluar la capacidad de retención-detención de lluvia de un techo verde, así como su producción de evapotranspiración posterior a un evento de precipitación.

La versatilidad de este montaje permite realizar ensayos aplicando diferentes configuraciones de sustrato (espesor y composición), vegetación, inclinación e intensidad de precipitación. En cuanto a los sensores utilizados en el montaje, los sensores de temperatura, caudal y ultrasonido al entregar señales digitales, los datos que entregan son menos dispersos y su calibración resulta más sencilla; lo contrario sucede con el sensor de carga que entrega una señal analógica y su procesamiento resulta más complejo; sin embargo, el sistema Arduino UNO cumple con las características para la adquisición de este tipo de datos a un bajo costo.

Del mismo modo, debido a la naturaleza del sensor de carga, es importante tener en cuenta la susceptibilidad que este posee a las variaciones de temperatura durante el día, por ello es prioritario caracterizar este comportamiento in situ, con el fin de estabilizar las lecturas que arroja la celda de carga. Otro aspecto relevante en cuanto a calibraciones y obtención de datos, se presenta en el sensor de ultrasonido, puesto que el llenado del tanque de acumulación debe hacerse lentamente de manera progresiva, puesto que corrientes de aire fuertes al interior del tanque altera la medida

del sensor, esto debido a que el funcionamiento de este se realiza a través de la velocidad del sonido por medio del aire.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Butler, D., & Davies, J. W. (2004). Urban Drainage. (Spon Press, Ed.), Climate Change 2013 - The Physical Science Basis (Second Edi).

Gorani, G. (2017). Assessing the impact of urbanisation on surface runoff peak flows in Bogota. Division of Water Resources Engineering Department of Building & Environmental Technology Lund University.

Mockus, V., Hjelmfelt, A. T., & Service Natural Resources Conservation. (2004). Chapter 10 Estimation of Direct Runoff from Storm Rainfall. In National Engineering Handbook Hydrology (p. 79).

Calabuig Belda, A. (2016). Desarrollo de un modelo matemático de cubierta vegetada en la universidad de Bolonia y aplicación a un caso real con tecnologías de drenaje sostenible. Universidad Politecnica de Valencia.

National Instruments. (2018). What is a Data Adquisition. Lugar de publicación: National Instruments.

Duque, A. Ochoa, A. Buitrago, D. y Galindo, C. (2018) Hadware Libre: una tecnología democrática. Procedings of ARNA 2017 congress, Cartagena, Colombia.

Rodríguez Díaz, H. A. (2013). Drenaje Urbano Elementos de Diseño. Drenaje urbano no convencional. (Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, Ed.). Bogotá.

Bandara, A. Balasooriya, H. Smart Irrigation Controlling System for Green Roofs Based on Predicted Evapotranspiration. Robotics and Control Laboratory Deparment of Electrical Engineering University of Moratuwa.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

ANÁLISIS DE SEQUÍAS METEOROLÓGICAS E HIDROLÓGICAS EN LA CUENCA DEL RÍO TEPALCATEPEC

Iván González Arreguín[1], Luis Daniel Oseguera Toledo[2], Omar Lucas Urbina[3], Sonia Tatiana Sánchez Quispe[4] y Julio C. Orantes A.[5]

Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo[1,2,3,4,5], México[1,2,3,4,5], ivan.g.92.a@hotmail.com[1], luidan27@gmail.com[2], orlucas53@gmail.com[3], soniatsq@hotmail.com[4], julio.orantes@gmail.com[5]

RESUMEN:

Las sequías son una gran amenaza para el manejo de los sistemas de recursos hídricos en zonas donde existe alta vulnerabilidad debido a que pueden ser áridas, semiáridas, subhúmedas secas, o en lugares donde se concentran la población y las actividades económicas. La cuenca hidrológica del Río Tepalcatepec, México (RH18J) se encuentra en la Región Hidrológica Administrativa del Balsas, cuenta con un área de 11668 km^2 , cuenta con cuatro presas de almacenamiento (Vicente Villa Señor, San Juanico, Los Olivos y Apatzingán de la Constitución de 1814), alberga una población de 500 000 habitantes requiriendo una demanda de 28 hm^3, cuenta con una superficie de riego de 120 '000 hectáreas, con un requerimiento anual de 530 hm^3. La precipitación media anual de la cuenca es de 864 mm, considerándose un clima semiárido. En el presente trabajo se muestra un análisis de las sequías meteorológicas e hidrológicas las cuales se basan en datos climáticos. Las sequías se estiman a través de la desviación de la precipitación respecto a la media, durante un periodo de tiempo determinado. Para la sequía hidrológica se empleó el Índice de Precipitación Estandarizado (SPI, por sus siglas en inglés Standarized Precipitation Index) y para la sequía meteorológica el Índice de Sequías en Escurrimiento Superficial (SDI por sus siglas en inglés Standarized Drought Index). Los resultados muestran que, aunque su tendencia sea similar, no existe una estrecha relación entre las sequías meteorológicas e hidrológicas. Estos índices serán de gran ayuda para actuar de manera anticipada ante la presencia de cualquier tipo de sequía.

ABSTRACT:

Droughts are a significant threat to water resources system management in zones where exists a high vulnerability due it founds in arid, semiarid, dry subhumid, zones, or they can be in places where there are population concentration and economic activities. Tepalcatepec River Basin in México (RH18J) is 11668 km^2 surface, it has four storage dams (Vicente Villa Señor, San Juanico, Los Olivos y Apatzingán de la Constitución de 1814), and is 500 000 people, with 28 Hm^3 urban water claim, it has an irrigation surface of 120 000 hectares, and 530 Hm3 water claim. The annual average precipitation is 864 mm, which corresponds to a semiarid climate. This paper show an analysis of meteorological and hydrological droughts based on climatic data. Droughts were estimated through the deviation from the average precipitation for a specified period. For hydrological drought, we use the Standardized Precipitation Index (SPI), and for meteorological drought, we used the Standardized Drought Index (SDI). Results show that although trends of two index are similar, doesn't exist a significant correlation between them. These indexes will help to act in advance when drought can occur.

PALABRAS CLAVES: sequías, SPI, SDI, sistema de recursos hídricos.

INTRODUCCIÓN

Las sequías representan una gran amenaza para el manejo de los recursos hídricos. Las áreas que presentarían alta vulnerabilidad ante las sequías tienen correspondencia con las zonas áridas, semiáridas y subhúmedas secas, así como los lugares donde se concentra la población y las actividades económicas. En México, se presentan en el centro y norte del país. Los estados de Baja California, Coahuila, Jalisco, Colima, Nayarit, Querétaro, Guanajuato, Zacatecas, Michoacán, Sonora e Hidalgo tienen más del 68% de su superficie con un alto grado de vulnerabilidad a la desertificación (Pérez 2016).

La cuenca del Río Tepalcatepec (RH18J) se encuentra ubicada en la zona Pacífico Centro de México entre los estados de Jalisco y Michoacán (Figura 1), tiene una superficie de 11,668 km^2, pertenece a la Región Hidrológica RH18 del Balsas, tiene como corriente principal el Río Tepalcatepec, con una longitud de 241 kilómetros y cuenta con 4 presas de almacenamiento (Vicente Villa Señor, San Juanico, Los Olivos y Apatzingán de la Constitución de 1814, siendo esta última la de mayor importancia con un volumen útil de 320 hm^3).

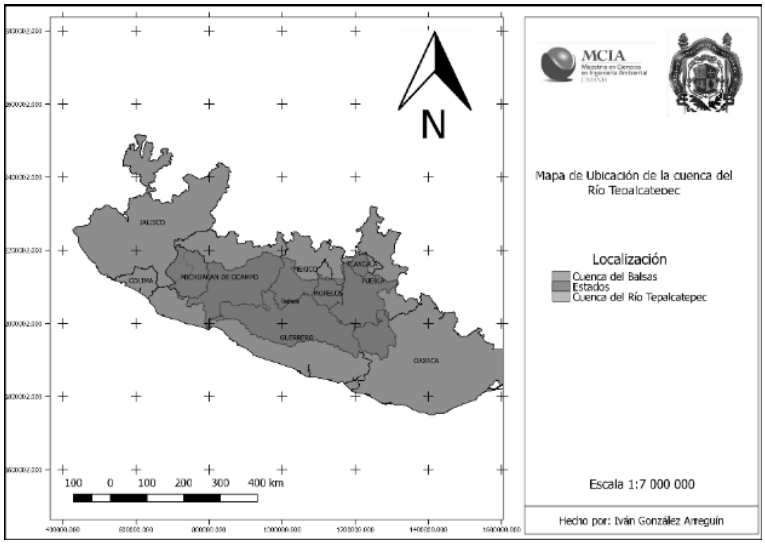


Figura 1.- Localización de la cuenca de estudio

La población que alberga esta cuenca es de 500 000 habitantes concentrándose la mayor parte en la cuenca media y baja, con una demanda urbana aproximada de 28 hm^3, cuenta también con una superficie de riego de 120 000 ha, con una demanda agrícola anual de 530 hm^3. La precipitación media anual de la cuenca es de 864 mm, por lo que se considera que tiene un clima semiárido.

Es importante tener una correcta gestión de recursos hídricos, que entre otros aspectos requiere que se estimen las sequías. Existen diversas variantes de la sequía, en estas se incluyen, la sequía meteorológica, sequía hidrológica, sequía agrícola, sequía socioeconómica (Mishra y Singh, 2010). Palmer y Wayne (1965) define a la sequía meteorológica como el intervalo de tiempo, generalmente con una duración del orden de meses o años, durante el cual el aporte de humedad en un determinado lugar cae consistentemente por debajo de lo climatológicamente esperado o del aporte de humedad climatológicamente apropiado, y Valiente (2001) expresa que se basa en datos climáticos y es una expresión de la desviación respecto a la precipitación media durante un periodo determinado. Ante la dificultad de establecer una duración y magnitud del déficit pluviométrico válidas para áreas geográficas, algunas definiciones de sequía meteorológica optan por no especificar umbrales fijos. La sequía hidrológica involucra el periodo durante el cual los caudales son inadecuados para satisfacer los usos establecidos bajo un determinado sistema de gestión del agua.

Mckee *et al*., (1993) propuso el índice de Precipitación Estandarizado (SPI por sus siglas en inglés: Standarized Precipitacion Index) para definir y dar seguimiento a la sequía como un indicador basado en la probabilidad de lluvia, en cualquier periodo de tiempo. El cálculo del SPI para cualquier lugar se basa en los registros de precipitaciones a largo plazo durante el periodo deseado. Este registro de datos a largo plazo se ajusta a una distribución normal, de manera que el SPI medio para el lugar y periodo sea cero. Linsley (1958) define a la sequía hidrológica como el periodo durante el cual los caudales son inadecuados para satisfacer los usos establecidos bajo un determinado sistema de gestión de aguas, la PMPMS (2014)menciona la sequía hidrológica como la disminución en la disponibilidad de aguas superficiales y subterráneas en un sistema hidráulico o hidrológico durante un plazo. Nalbantis (2008) desarrolló el Índice Hidrológico de Sequía con el propósito de determinar, a través del tiempo, el déficit de caudales para una corriente y en un periodo de tiempo dado. De acuerdo con su metodología, la relación de la sequía en cuatro aspectos, severidad-duración-frecuencia- área, se reduce a solo dos, severidad contra frecuencia.

En el presente trabajo se desarrolla la aplicación del SPI y SDI para la cuenca del Río Tepalcatepec para el cálculo de las sequías meteorológicas e hidrológicas en la zona y realizar una espacialización de los resultados para representarlos tanto de manera temporal como espacial, con esto se busca dar una interpretación general del estado de sequía en la cuenca, ya que según Dagbegnon (2017) el significado físico de la sequía varía dependiendo de cada región.

METODOLOGÍA

Para el cálculo del SPI se utilizó un periodo continuo mayor de 30 años. Para su cálculo se selecciona un periodo promedio para determinar una escala de tiempo que generalmente es mensual de 3, 6, 12, 24 o 48 meses. De acuerdo con Zargar *et al*., (2014), los períodos de agregación específicos para el SPI podrían usarse para caracterizar diferentes fenómenos. Se podrían utilizar períodos de agregación de SPI más cortos (3-6 meses) para obtener estimaciones estacionales de precipitación, ya que representan condiciones de humedad a corto y mediano plazo y tendencias de precipitación a mediano plazo, respectivamente. Sin embargo, el SPI de 12 meses puede reflejar los patrones de precipitación a largo plazo. En este trabajo se usará el SPI de 12 meses ya que se buscan tendencias de sequías a largo plazo, que nos ayudarán a generar programas de prevención en caso de la existencia de estas. Para la aplicación del SPI se revisaron un total de 63 estaciones climatológicas en la cuenca de estudio, de las cuales se usaron un total de 29 estaciones climatológicas principales y 34 estaciones climatológicas secundarias (Figura 2) que funcionaron como auxiliares para el llenado de datos faltantes en las principales, para cada una de las estaciones climatológicas, a partir de la serie histórica de precipitaciones mensuales en el periodo comprendido entre 1980 y 2017.

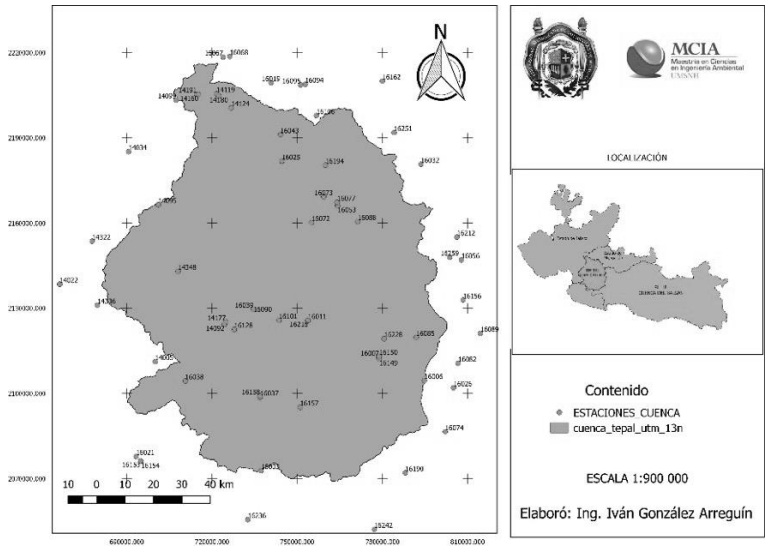


Figura 2.- Localización de la cuenca de estudio y estaciones climatológicas presentes.

La serie se ajustó a la distribución de probabilidad Gamma y posteriormente se normalizó. Una vez que el SPI estuvo normalizado, tanto los períodos húmedos como los secos se representaron de la misma manera y aplicando este índice se hizo un seguimiento del sitio en el periodo de estudio (Mckee *et al*., 1993). La intensidad de sequía es arbitrariamente definida para valores de SPI con las siguientes categorías (Tabla 1):

Tabla 1.- Categorías de intensidad de sequía meteorológica

Valores SPI	Categoría de sequía	Categoría en tiempo
0 a -0.99	Sequías medias	-0.24
-1.00 a -1.49	Sequía moderada	0.092
-[1]1.50 a -1.99	Sequía severa	0.044
≤-2.00	Sequía extrema	0.023
		-0.4

Posteriormente, se espacializaron los resultados, asignando a cada estación climatológica un área de influencia, por medio del método de polígonos de Thiessen.

La sequía hidrológica para este trabajo fue calculada con el Índice de Sequías en Escurrimiento Superficial (SDI por sus siglas en Inglés: Standarized Drought Index), asumiendo que las series de volúmenes de escurrimiento mensuales Qi,j están disponibles, i denota el año hidrológico y j el mes dentro del año hidrológico (j=1 para octubre). Basado en las series obtenidas se tiene:

$$V_{i,k} = \sum_{j=1}^{3k} Q_{i,j} \quad i = 1,2 \ldots \quad j = 1,2,\ldots,12 \quad k = 1,2,3,4$$

Donde Vi,k es el volumen de escurrimiento superficial acumulado para el iésimo año hidrológico y el k-ésimo periodo de referencia, k=1 para octubre-diciembre, k=2 para octubre-marzo, k=3 para octubre-junio, y k=4 para octubre septiembre.

Basado en el volumen de escurrimiento superficial acumulado Vik. el SDI fue definido por cada periodo de referencia del iésimo año hidrológico como sigue:

$$SDI_{i,k} = \frac{V_{i,k} - \tilde{V}_k}{s_k} \quad i=1,2\ldots, \quad k=1,2,3,4$$

Donde $\tilde{V}k$ y sk son respectivamente la media y la desviación estándar del escurrimiento superficial acumulado de referencia en el periodo k (Nalbantis, 2008).

La metodología del SDI, se aplicó a cada una de las estaciones hidrológicas presentes en la cuenca, contando con 9 estaciones hidrométricas (18129, 18280, Presa San Juanico, 18181, Presa los Olivos, 18201, 18202, 18452 y 18494)(Figura 3).

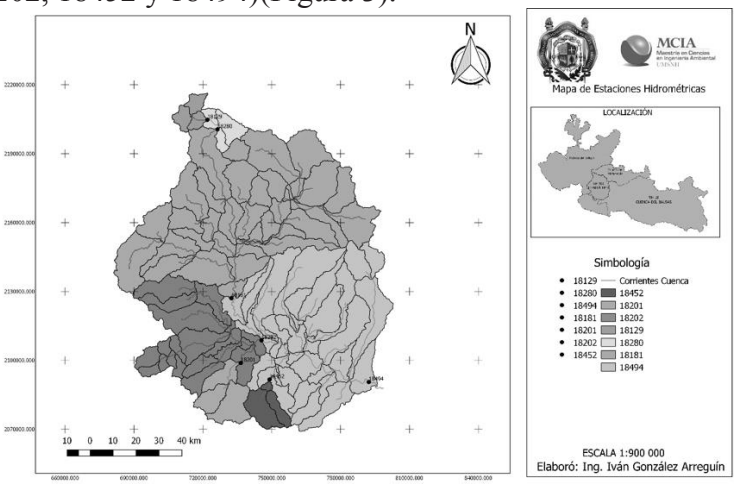


Figura 3.- Localización de la cuenca de estudio y estaciones hidrométricas.

Dado que en México existe carencia de información, los datos históricos fueron restituidos a régimen natural, para posteriormente ser extendidos por medio de EVALHID herramienta que se encuentra dentro del Sistema de Soporte a la Decisión AQUATOOL (Andreu *et al*., 1996), que es un modelo precipitación escorrentía, al cual se introducen datos de precipitación, temperatura y evapotranspiración, y se obtienen gastos en un punto de salida, calibrándose con series observadas en la estación hidrométrica y con parámetros de suelo (Hmáx Imáx, c y α). Obteniendo resultados que se pueden extender en función de los datos climatológicos disponibles. Para este proyecto se obtuvieron las series de gastos desde octubre de 1980 a septiembre de 2017 para hacerlos coincidir con los del SPI. Finalmente, los resultados del SDI se comparan con la tabla 2, estableciendo diferentes niveles de sequía para cada valor.

Tabla 2.- Categorías de intensidad de sequía hidrológica

Estado	Descripción	Criterio	Probabilidad (%)
0	No sequía	SDI ≥ 0.0	50
1	Sequía media	-1 ≤ SDI < 0.0	34.1
2	Sequía moderada	-1.5 ≤ SDI < -1.0	9.2
3	Sequía severa	-2.0 ≤ SDI < -1.5	4.4
4	Sequía extrema	SDI < -2.0	2.3

Con los resultados obtenidos se realizó una espacialización, asignando a cada estación hidrométrica el área de influencia correspondiente a su subcuenca de aportación al punto de salida.

RESULTADOS

Se muestran los resultados para el SPI de la estación climatológica 16007 de Apatzingán, Michoacán, muy cercano a la ubicación del centroide de la cuenca, además de ser la zona donde se encuentra la mayor concentración de la población y donde se encuentra la mayor cantidad de terrenos de cultivo, se muestra que hubo un episodio de sequía extrema a principios de la década de 1980. De ahí en adelante se estimaron sequías moderadas en la década de 1990 y de 2010 a la fecha, se observa otro periodo de sequías medias recurrentes año a año. (Figura 4).

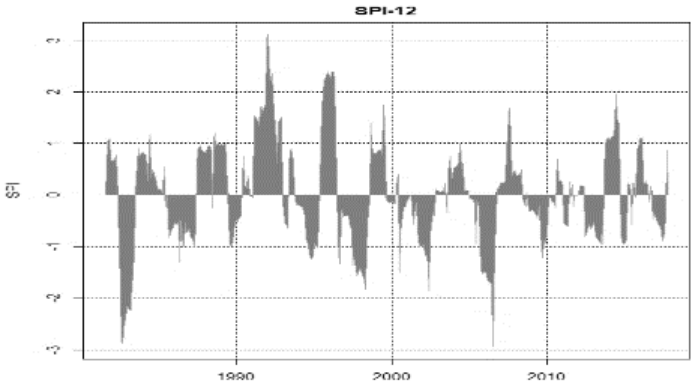


Figura 4.- SPI-12 de la Cuenca del Río Tepalcatepec.

Por otro lado, para el SDI se muestran los resultados de la estación hidrométrica 18494 Los Panches que se encuentra en el punto de salida de la cuenca afectando la mayor concentración de la población y de los terrenos de cultivo, los resultados representan el cálculo para el periodo entre octubre de 1980 y septiembre de 2017 donde se puede observar que de 1980 a 1992 prácticamente no existieron sequías meteorológicas, no así, en el periodo de 1992 a 1996 se observa un periodo de sequías meteorológicas moderadas, en el 2006 y 2010 un episodio de sequía media y de 2015 a 2017 sequía moderada consecutivo sin recuperación (Figura 5).

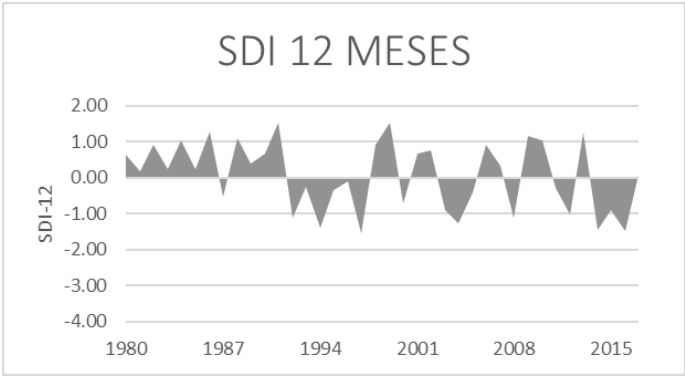


Figura 5.- SDI-12 de la Cuenca del Río Tepalcatepec**.**

En el cálculo del SPI se alcanza a observar la recuperación existente a finales del año 2017 debido a un incremento en la precipitación, en el SDI ya no se alcanza a notar dicha recuperación, con esto y con la observación de distintos periodos se resalta que no existe firme relación temporal entre la ocurrencia de sequías meteorológicas e hidrológicas porque como lo explica Huang *et al.*, (2017) son independientes ya que existe una gran cantidad de factores que influyen en ellos, además del efecto antropogénico.

Finalmente, se muestran los resultados de la espacialización de datos logrando representar el estado de la cuenca tanto temporalmente como espacialmente. En la figura 6 tenemos los resultados del porcentaje de área afectada por cada rango con respecto al tiempo. Para el caso de la sequía

meteorológica, se puede observar que la sequía media se repite periódicamente, que para otros autores se refiera a sequía normal, en donde los efectos se pueden considerar prácticamente nulos, la sequia severa y extrema se puede observar que se manifiesta en algunos periodos, principalmente en los años 1994 y 1995 con hasta un 35% del área total de la cuenca afectada, los años 2005 y 2006 llegando hasta a un 40% de la cuenca y los años 2012 y 2013, donde se tiene un 40% de la cuenca afectado, el haber adoptado el SPI-12 nos ayuda a no tener periodos pequeños con sequía, si no periodos más largos hacia tendencias anuales.

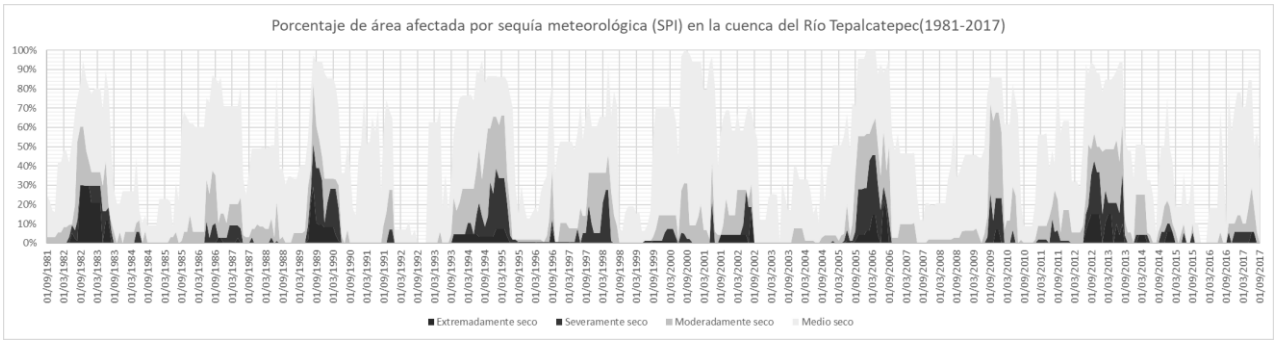


Figura 5.- Porcentaje de área afectada con diferente intensidad de sequía meteorológica.

Para la sequía hidrológica se puede observar que periódicamente abarca casi un 100% de la cuenca y encontramos que la sequía severa y extrema principalmente se ubican en los años 1982-1983 (Figura 6) que coincide con el periodo en la gráfica del SPI observando que con un 30% de afectación en sequía meteorológica, se puede llegar a afectar hasta un 70% de la cuenca, en los años posteriores, se tienen otros efectos que aunque pueden llegar a afectar un área considerable en meteorológicas, apenas llegan a ser moderadas o severas en hidrológicas (1989-1990, 1997-1998, 2001-2002) y en los últimos 5 años 2012-2017, se observa una afectación en sequías hidrológicas de severa a extrema en gran parte de la cuenca, ya no observada así en sequías meteorológicas, esto puede ser debido principalmente al creciente auge de la agricultura en la zona de los últimos años, extrayendo grandes cantidades de agua superficiales generando estos efectos (figura 7).

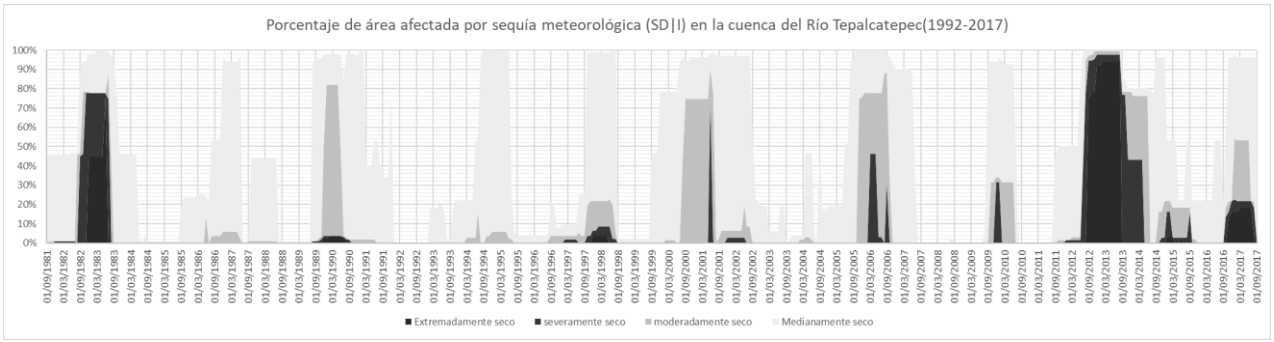


Figura 6.- Porcentaje de área afectada con diferente intensidad de sequía hidrológica.

Nuestros resultados pueden ser comparados con el Monitor de Sequía en México (*MSM*, 2002) que muestra unas tendencias similares a nuestros resultados, teniendo el periodo del 2005-2006 y el 2012-2013, representado con valores altos en hasta un 50% del país, lo cual demuestra que cuando el MSM detectó sequías en gran parte del país, estas también se vieron representadas en la cuenca del Río Tepalcatepec.

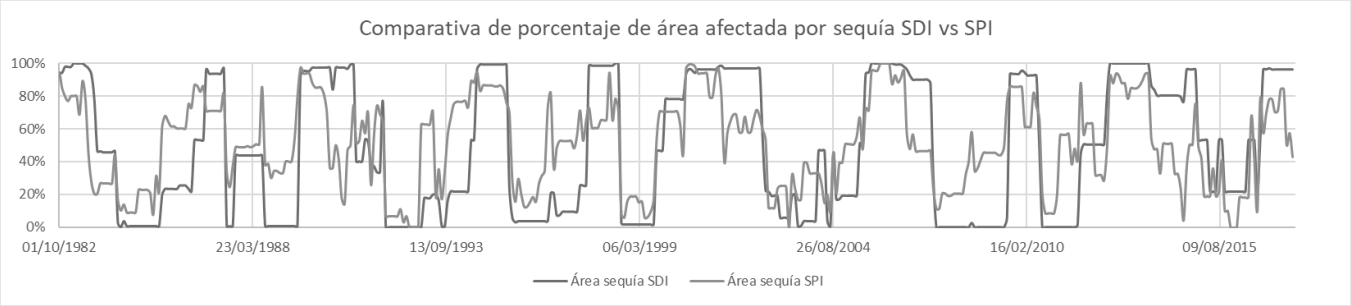


Figura 7.- Porcentajes de área afectada por sequía según la estimación del SDI y del SPI.

CONCLUSIONES

Los índices estandarizados se han utilizado para la evaluación de las sequías en México de manera general. En este trabajo se estiman sequías hidrológicas y meteorológicas de intensidades variadas en distintas espacialidades y temporalidades en la cuenca del Río Tepalcatepec. Esto ha permitido conocer con mayor precisión lo que está ocurriendo en la cuenca, los efectos de las sequías meteorológicas e hidrológicas y además permite comparalo con la información del Servicio Meteorológico Nacional que proporciona la información a nivel de porcentajes del país afectados o por municipio. De esta manera se concluye que los índices SPI y SDI, permiten hacer un cálculo práctico del estado de sequías en la cuenca, lo cual a su vez permite actuar de manera anticipada ante la ocurrencia de éstas, para poder adoptar medidas que amortigüen efectos relacionados tanto con existencia de sequías operativas, como del cambio climático.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Andreu, J., Capilla, J. y Sanchís, E. (1996) 'AQUATOOL, *a generalized decision-support system for water-resources planning and operational management*', Journal of Hydrology, 177(3–4), pp. 269–291. doi: 10.1016/0022-1694(95)02963-X.

Balsas, C. de C. del (2014) *Programa de medidas preventivas y de mitigación de la sequía*. Available at: http://igh.com.mx/programa_hidrico_guerrero/documentos/Informacion/PMPMS_Río Balsas.pdf (Accessed: 27 June 2018).

Dagbegnon, S. (2017) '*Bridging drought and climate aridity', Journal of Arid Environments. Academic Press*, 144, pp. 170–180. doi: 10.1016/J.JARIDENV.2017.05.002.

Huang, Shengzhi et al. (2017). *"The Propagation from Meteorological to Hydrological Drought and Its Potential Influence Factors." Journal of Hydrology* 547: 184–95. https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0022169417300501 (June 27, 2018).

Linsley, R. K. (1958) *Hydrology for engineers*.

Mckee, T. B., Doesken, N. J. y Kleist, J. (1993) *'The relationship of drought frequency and duration to time scales'*, AMS 8th Conference on Applied Climatology, (January), pp. 179–184. doi: citeulike-article-id:10490403.

Mishra, A. K. y Singh, V. P. (2010*) 'A review of drought concepts'*, Journal of Hydrology. Elsevier, pp. 202–216. doi: 10.1016/j.jhydrol.2010.07.012.

Monitor de Sequía en México (2002). Available at: https://smn.cna.gob.mx/es/climatologia/monitor-de-sequia/monitor-de-sequia-en-mexico (Accessed: 14 June 2018).

Nalbantis, I. (2008) *'Evaluation of a Hydrological Drought Index'*, European Water, 2324, pp. 67–77. Available at: http://www.ewra.net/ew/pdf/EW_2008_23-24_06.pdf (Accessed: 5 March 2018).

Palmer y Wayne, C. (1965) *'Meteorological Drought. Research Paper'*, Weather Boreau, 45, p. 158. Available at: https://www.ncdc.noaa.gov/temp-and-precip/drought/docs/palmer.pdf (Accessed: 14 June 2018).

Pérez, J. (2016) Evaluación del riesgo de sequía en la cuenca del Río Tepalcatepec RH18J. Tesis de la Maestría en Ciencias en Ingeniería Ambiental, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo.

Valiente, Ó. M. (2001) *'Sequía, Definiciones, Tipologías Y Métodos De Cuantificación'*, Investigaciones Geográficas, 26, pp. 59–80. doi: 10.14198/INGEO2001.26.06.

Zargar, A., Sadiq, R. y Khan, F. I. (2014) *'Uncertainty-Driven Characterization of Climate Change Effects on Drought Frequency Using Enhanced SPI'*, Water Resources Management. Springer Netherlands, 28(1), pp. 15–40. doi: 10.1007/s11269-013-0467-0

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

ESTIMACIÓN DE LA ASOCIACIÓN ENTRE INDICADORES DE VARIABILIDAD CLIMÁTICA NATURAL Y CAUDALES DEL RÍO PARAGUAY A TRAVÉS DE WAVELET

***Suriano, Micaela*[1,2]**
[1]*Instituto Nacional del Agua (INA),* [2]*Facultad de Ingeniería - Universidad de Buenos Aires (FIUBA)*
suriano.micaela@gmail.com

RESUMEN: El presente trabajo tiene como objetivo analizar la asociación entre los caudales del río Paraguay y dos índices de variabilidad climática natural, en el espacio tiempo-frecuencia. En particular, se estudiaran los caudales mensuales en la estación Puerto Pilcomayo y su relación con El Niño–Oscilación del Sur (ENOS) y la Oscilación Decadal del Pacífico (PDO por sus siglas en inglés). Se aplica la técnica de la transformada Wavelet que permite identificar diferentes frecuencias características de variabilidad temporal y su ubicación, en particular en series no estacionarias. Además, se aplica Coherencia Wavelet para analizar las frecuencias conjuntas entre los caudales y los indicadores climáticos. Los resultados muestran que no hay una clara identificación con el fenómeno del Niño en el periodo completo ya que aparecen correlaciones significativas de forma intermitente. Sin embargo para ambos indicadores de variabilidad climática natural se encuentran correlaciones significativas en períodos decadales y multidecadales, poniendo en evidencia la influencia de fenómenos de largo plazo en los caudales del río Paraguay. Esto permite aumentar el conocimiento de la influencia de la variabilidad climática natural sobre los caudales, lo cual podría resultar útil para lograr una mejor planificación del recurso hídrico, pudiendo incorporar esta información tanto para el diseño de obras civiles como para fines de pronóstico.

ABSTRACT: The aim of this paper is to analyze the association between the flows of the Paraguay River and the natural variability of climate, in the time-frequency space. In particular, this study will focus on the monthly flows at Puerto Pilcomayo station and their relationship with the El Niño-Southern Oscillation (ENSO) and the Pacific Decadal Oscillation (PDO). In order to carry out this analysis, different methods are used, such as, the Wavelet Transform technique and the Wavelet Coherence. The Wavelet Technique is used to identify different frequencies of temporal variability and their location, particularly in non-stationary time series, while, the Wavelet Coherence, is applied to analyze the joint frequencies between climate indicators and flows. The results show that there is no clear identification with the ENSO phenomenon in the entire period as significant correlations appear intermittently. However, for both indicators of natural climate variability, significant correlations are found during decadal and multi-decadal periods. This demonstrates the influence of long-term phenomena on the behavior of the Paraguay River and helps us to get a better understanding of the influence of natural climate variability on the flows. Not only, can the results obtained be useful in order to develop an efficient water resource planning but also, of great help in the design of civil works and for forecast purposes.

PALABRAS CLAVES: Variabilidad climática natural, río Paraguay; Wavelet**.**

INTRODUCCIÓN

Existen estudios que muestran la influencia del fenómeno de El Niño–Oscilación del Sur (ENOS) para Sudamérica y la Argentina. Sin embargo, resulta importante mejorar el conocimiento de su relación con la Oscilación Decadal del Pacífico (PDO por sus siglas en inglés) ya que esta responde definiendo propiedades estadísticas de largo plazo, que podrían influir en la planificación del recurso hídrico.

Este trabajo tiene como objetivo analizar la asociación en el espacio tiempo-frecuencia de los dos indicadores de la variabilidad climática natural mencionados sobre la serie de caudales mensuales en el río Paraguay, en la estación Puerto Pilcomayo.

La técnica de la transformada Wavelet permite identificar diferentes frecuencias características de variabilidad temporal y su ubicación en el tiempo, en particular en series no estacionarias. Además, aplicando Coherencia Wavelet se pueden analizar las frecuencias conjuntas entre dos series, resultando una herramienta apropiada para analizar la relación entre el clima y los caudales.

Estos resultados permiten aumentar el conocimiento de la influencia de la variabilidad climática natural sobre los caudales, lo cual podría resultar útil para lograr una mejor planificación del recurso hídrico, pudiendo incorporar esta información tanto para el diseño de obras civiles como para fines de pronóstico.

MARCO TEÓRICO

Los procesos hidrológicos no son independientes de los procesos climáticos. Desde los años 80 se ha avanzado significativamente en la comprensión de la relación entre los indicadores de la variabilidad climática natural y distintas variables, como por ejemplo las hidrológicas.

Las variaciones climáticas de corto plazo, con un período en el orden de 4 a 7 años, están asociadas con la actividad de El Niño –Oscilación del Sur (ENOS) en sus fases: El Niño y La Niña, en cambio la variación del clima multidecadal sigue un patrón mejor expresado por la Oscilación Decadal del Pacífico (PDO), un fenómeno del Norte del Océano Pacífico que oscila en una escala de décadas, entre 30 y 50 años, para el total del ciclo. (Mantua y Hare, 2002; Mantua et al. 1997).

Estos indicadores climáticos impactan en los caudales de los ríos de distintas regiones. Hay trabajos que muestran que se observa un comportamiento diferente en los caudales según la combinación ENOS y PDO, para la cual los efectos se potencian cuando ambos indicadores están en fase y se disipan cuando no.

Neal *et al.* (2002) con la información de seis cuencas en el Sureste de Alaska analizan las diferencias en los caudales mensuales y estacionales y consideran las dos fases PDO: período frío (1947-1976) y período cálido (1977-1998). A escala mensual como estacional han encontrado una diferencia significativa entre los distintos períodos.

Andreoli y Kayano (2005) investigaron las anomalías relacionadas con ENSO en las precipitaciones medias mensuales en América del Sur, durante las distintas dos fases del indicador PDO. Los resultados muestran fuertes indicios que la respuesta de los fenómenos ENSO depende de las fases del PDO.

Kayano y Andreoli (2007) concluyen que las diferencias en la magnitud del ENSO están relacionadas con el PDO, el cual actúa potenciando los efectos cuando están en fase.

Silva *et al.* (2011) estudiaron los efectos de El Niño en América del Sur (a través de la precipitación, SST (*Sea Surface Temperature*), 200hPa, entre otros índices) durante las distintas fases del PDO, en particular para el verano austral entre 1955-1999. Los resultados muestran anomalías positivas de precipitación para la zona Norte del centro de Argentina con períodos de PDO positivos.

Ouyang *et al.* (2014) analizaron el impacto simple y combinado del ENSO y del PDO sobre las precipitaciones y los caudales en cuatro ríos de China (*Songhua,Yellow,Yangtze y Pear*). Los

resultados muestran que las precipitaciones y caudales decrecen cuando la fase El Niño coincide con un PDO cálido, y crecen cuando la fase La Niña coincide con un PDO frío.

Siguiendo la metodología propuesta por Ouyang (2014), Suriano y Seoane (2016) encontraron que en el río Paraguay, en la estación Puerto Pilcomayo (Argentina) los caudales promedio trimestrales aumentan en la mayoría de los casos cuando coincide con PDO en fase Positiva con El Niño, y tienden a disminuir en PDO en fase Negativa y La Niña.

En este trabajo se propone continuar esa línea de investigación a través de técnicas avanzadas en el análisis de series temporales que permita identificar mejor en el tiempo está relación entre variables climáticas y caudales en el río Paraguay.

El análisis de Wavelet se transformó en una herramienta muy utilizada para analizar variaciones locales de potencia en series de tiempo. Al descomponer la serie de tiempo en espacio tiempo-frecuencia es posible determinar a la vez los modos dominantes de la variabilidad y cómo esos modos varían en el tiempo (Torrence y Compo 1997).

La transformada de Wavelet cruzada y la coherencia pueden aplicarse para examinar las relaciones en el espacio de tiempo-frecuencia entre dos series, siendo muy útil para analizar en series geofísicas. Este análisis muestra las regiones con alta potencia en común y además revela información sobre la relación de fase (Grinsted *et al.* 2004, Labat *et al.* 2005).

METODOLOGÍA

La transformada Wavelet puede ser usada para analizar series de tiempo no estacionarias en distintas frecuencias. Para una serie de tiempo x_n , con igual separación en el tiempo δt y n=0…N-1. Además se asume una función Wavelet $\Psi_0(\eta)$ que depende de un parámetro "tiempo" adimensional η. Esta función debe cumplir tener media cero y poder ser localizada tanto en tiempo como en frecuencia. En general, y en este caso, se utiliza la función Wavelet llamada Morlet que consiste en una onda plana modulada por una función Gaussiana:

$$\psi_0(\eta) = \pi^{-1/4} e^{i\omega_0\eta} e^{-\eta^2/2} \qquad [1]$$

donde $\omega_0$es la frecuencia adimensional y η el tiempo adimensional.

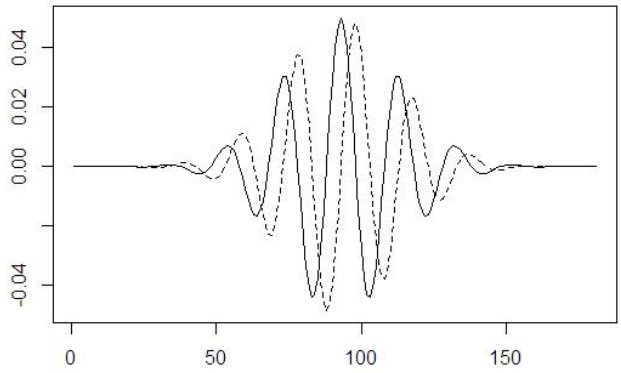


Figura 1.- Gráfico de la función Morlet con $\omega_0 = 2\pi$. En línea sólida la parte real y en línea punteada la parte imaginaria.

La transformada de Wavelet continua de una serie discreta x_n se define como la convolución de x_n con una versión de $\Psi_0(\eta)$ escalada y trasladada:

$$W_n(s) = \sum_{n'=0}^{N-1} x_{n'} \psi^* \left[\frac{(n'-n)\delta t}{s}\right], \qquad [2]$$

donde (*) indica el conjugado complejo. Al variar la escala de s y trasladarla a través del índice temporal n, se puede construir una imagen que muestre la amplitud versus a escala y cómo esa amplitud varía en el tiempo.

Como la función Wavelet $\psi_0(\eta)$ es en general compleja, la transformada $W_n(s)$ también lo es. Esta transformada puede dividirse entre: parte real y parte imaginaria o en amplitud y fase. Siendo la fase $|W_n(s)|$, se define el espectro de potencia Wavelet como $|W_n(s)|^2$.

Debido a que en realidad uno trabaja con series de tiempo que tienen una longitud finita, los errores aparecen al principio y al final del espectro de potencia Wavelet. Se define el cono de influencia (COI por sus siglas en inglés) la región en el espectro de potencia en la cual los efectos de borde comienzan a hacer importantes.

Dadas dos series de tiempo X e Y, y sus respectivas transformadas Wavelet $W_n^X(s)$ y $W_n^Y(s)$ se define el espectro Wavelet cruzado como $W^{XY}{}_n(s) = W_n^X(s) W_n^{Y*}(s)$, donde $W_n^{Y*}(s)$ es el conjugado complejo de $W_n^Y(s)$. Se define la potencia cruzada Wavelet como $|W^{XY}{}_n(s)|$. Este valor depende de la unidad de medida de cada serie, por ende es difícil de interpretar, resultando más útil la Coherencia Wavelet.

La Coherencia Wavelet se define como el cuadrado del espectro cruzado normalizado por los espectros individuales. Este mide la correlación cruzada como función de la frecuencia, variando entre 0 y 1. Debido a que esta Coherencia es idénticamente uno en todos los tiempos y escalas (Liu, 1994) es necesario hacer un suavizado, aunque no está claro de que tipo para que sea significativo en los resultados. Por lo tanto, se sugiere además graficar la parte real $Re\{W^{XY}{}_n(s)\}$ y la parte imaginaria $Im\{W^{XY}{}_n(s)\}$ separadamente y graficar la fase de la Coherencia, definida como:

$$fase = \tan^{-1}\left[\frac{Im\{W^{XY}{}_n(s)\}}{Re\{W^{XY}{}_n(s)\}}\right]. \qquad [3]$$

Para los cálculos se utiliza el paquete "WaveletComp" del software estadístico R (Roesch y Schmidbauer, 2018; *R Development Core Team,* 2008), que se basa en el trabajo de Torrence y Compo (1998).

DATOS

Se analiza la serie temporal de los caudales mensuales del río Paraguay en la estación Puerto Pilcomayo, para el período 1910-2017. La serie está constituida con datos obtenidos de la Red Hidrológica Nacional y caudales entrantes al embalse de Yacyretá aportados por la Entidad Binacional Yacyretá al Sistema de Información y Alerta Hidrológico del Instituto Nacional del Agua (SIYAH-INA).

Antes de aplicar la metodología a los caudales mensuales se realizó una desestacionalización para evitar la presencia del ciclo anual esperado por su comportamiento estacional. Se define como caudal desestacionalizado Qd(i,j) del mes i, y del año j:

$$Qd(i,j) = \frac{Q(i,j) - \mu_Q(i)}{\sigma_Q(i)}, \qquad [4]$$

siendo Q(i,j) el caudal observado el mes i del año j, $\mu_Q(i)$ la media de todos los caudales mensuales del mes i, y $\sigma_Q(i)$ es desvío estándar de todos los caudales mensuales del mes i, para el período observado.

Se utilizan los datos mensuales de ENOS en la región Niño 3.4, obtenidos de la NOAA: *National Oceanic and Atmospheric Administration (U.S. Deparment of Commerce*) y los datos mensuales del índice PDO son obtenidos del JISAO (*Joint Institute for the Study of the Atmosphere and Ocean*), Washington.

RESULTADOS

A continuación se muestran los resultados obtenidos a partir de aplicar la Metodología a los datos. En primer lugar, como se muestra en la Figura 2, se aplicó Wavelet a la serie de caudales mensuales desestacionalizados en la estación Puerto Pilcomayo, del río Paraguay. El espectro global de potencias Wavelet y su promedio temporal, permiten identificar las principales fluctuaciones de la serie y definir escalas de variabilidad.

Se puede observar que para los períodos que van entre 2 años y 16 años aparecen altas potencias significativas, pero de forma intermitente en casi todo el período analizado. En particular, se evidencia una región continua significativa entre 1920 y 1940 aproximadamente para un período entre 8 y 16 años mostrando la posible existencia de un comportamiento cíclico de largo plazo, y otra región con algunas discontinuidades entre 1980 y 2000, con períodos entre 2 y 8 años, que podría vincularse con el fenómeno del Niño.

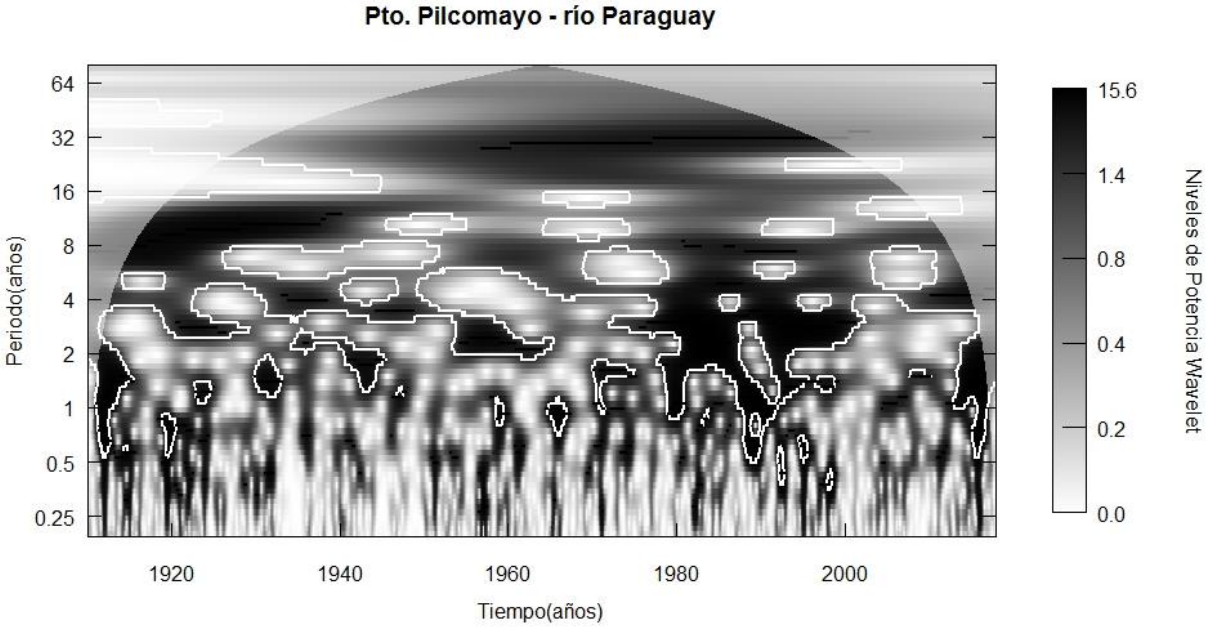


Figura 2.- Espectro de potencia Wavelet en el río Paraguay, Pto.Pilcomayo. La línea blanca indica las regiones significativas para un nivel de significación de 0.10.

La Figura 3 permite analizar las mayores potencias significativas en promedio en el tiempo. Coincidiendo con lo que se describió anteriormente, en promedio en todo el período las mayores potencias significativas para un nivel de significación de 0.05, se encuentran en el orden de 3, 8 y 30 años.

Para analizar mejor la relación existente entre los caudales y los índices climáticos, se aplicó Coherencia Wavelet. En las Figuras 4 y 5 se muestran los resultados obtenidos entre los caudales mensuales desestacionalizados y el Niño 3.4 y PDO, respectivamente.

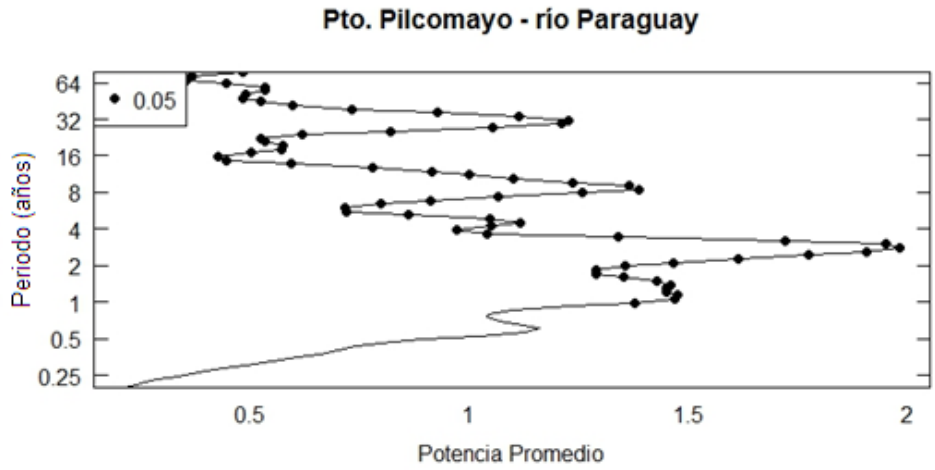


Figura 3.- Potencia Wavelet promedio en el tiempo, río Paraguay, estación Pto. Pilcomayo. Los puntos negros indican un nivel de significación de 0.05.

Se puede observar en la Figura 4 que aparecen regiones significativas aproximadamente entre 1 y 8 años, pero de forma intermitente. En algunos casos se pueden identificar con años Niño Fuerte según el índice ONI (*Oceanic Niño Index*), por ejemplo el del año 1982/1983 y 1997/1998.

Se identifican regiones continuas significativas del orden de 15 años en el período que va de 1920 a 1940 que puede deberse algún fenómeno de menor frecuencia que esté modulando los procesos. Además, se observa una zona continua de período del orden de 30 años entre el año 1940 y 1980, coincidiendo aproximadamente con el período frío del índice PDO de 1947 y 1977 (Mantua *et al.* 1997).

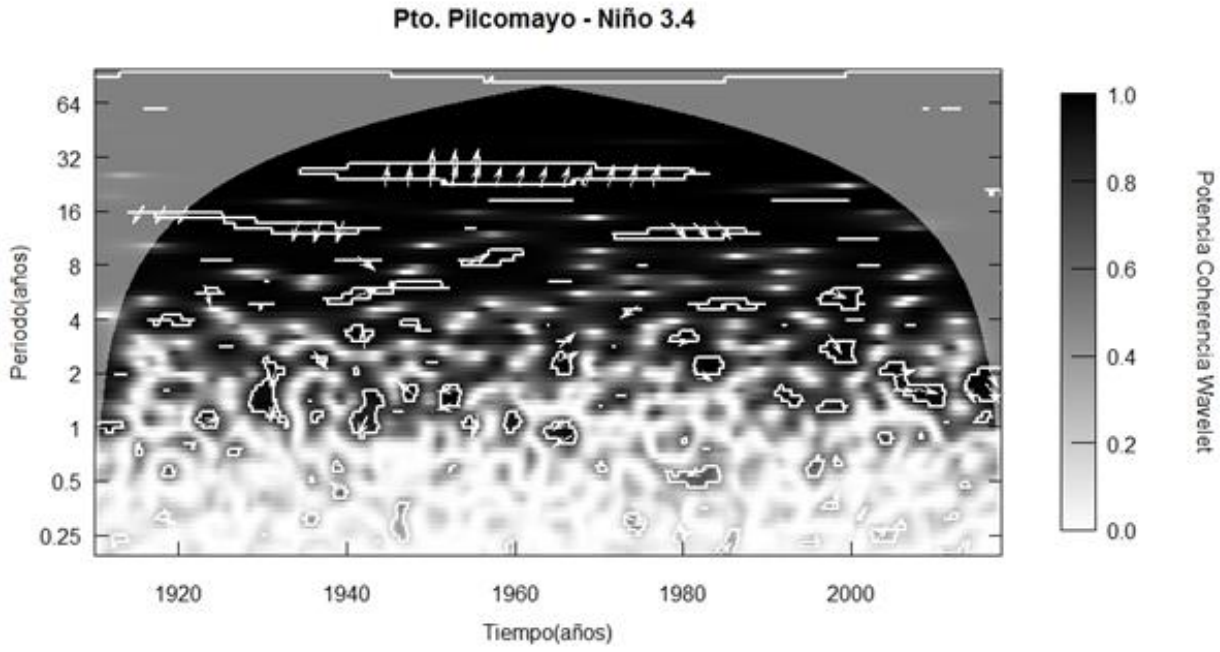


Figura 4.- Coherencia Wavelet entre el río Paraguay y el Niño 3.4. La línea blanca indica las regiones significativas para un nivel de significación de 0.10 y las fechas blancas la fase.

Estos resultados coinciden con Labat *et al.* 2005, que aplicó Wavelet a cuatro ríos de grandes cuencas (Amazonas, Paraná, Orinoco y Congo). En este análisis concluye que la mayoría de las actividades dominantes en tiempo y escala, en todos los ríos estudiados ocurren alrededor de 1940 y 1970, cuando ocurren cambios interdecadales tanto en el Pacífico como en el Atlántico.

Además, observa que el hecho de trabajar con grandes, cuencas permite identificar las variaciones de largo plazo, como es el caso de la cuenca del río Paraguay.

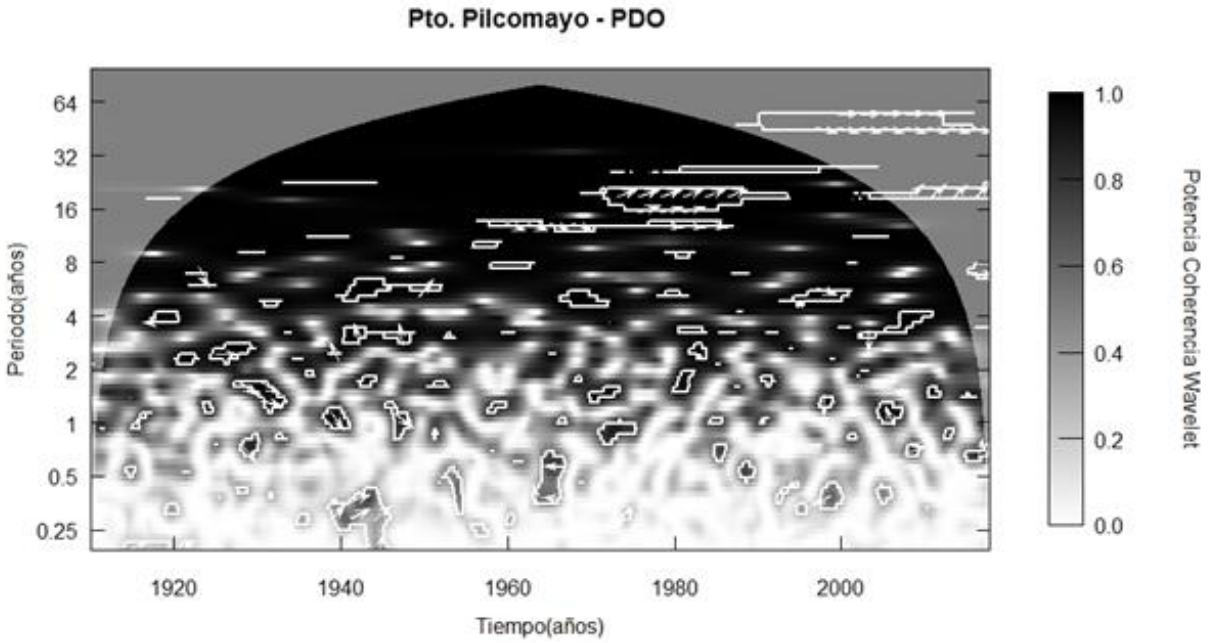


Figura 5.- Coherencia Wavelet entre el río Paraguay y PDO. La línea blanca indica las regiones significativas para un nivel de significación de 0.10 y las fechas blancas la fase.

En la Figura 5, al igual que en el análisis con el Niño 3.4, aparecen regiones significativas aproximadamente entre 1 y 8 años, pero de forma intermitente. Además, se identifican regiones significativas para períodos entre 15 y 40 años aproximadamente, en particular de forma continua una zona comienza en el año 1970 y continúa hasta los años 1990 coincidiendo aproximadamente con el período cálido del índice PDO de 1977 y 1990 (Mantua y Hare, 2002).

En las siguientes figuras se analizan las mayores potencias significativas en promedio en el tiempo. La Figura 6 muestra que para el promedio de la Coherencia Wavelet en el período completo, entre los caudales en el río Paraguay y el índice Niño 3.4, hay dos puntos con un nivel de significación de 0.05. Uno en el orden de 2 años, y otro del orden de 30 años.

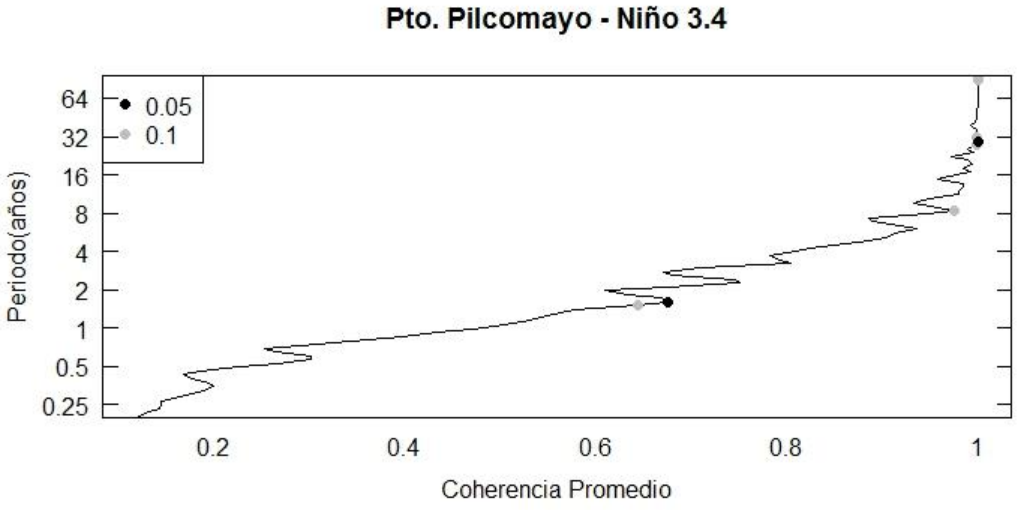


Figura 6. Coherencia Wavelet promedio en el tiempo, río Paraguay, Pto. Pilcomayo con el índice Niño 3.4. Los puntos negros indican un nivel de significación de 0.05.

La Figura 7 muestra que para el promedio de la Coherencia Wavelet en el período completo, entre los caudales en el río Paraguay y el índice PDO, hay dos puntos con un nivel de significación de 0.05. Uno en el orden de 7 años, y otro del orden de 30 años.

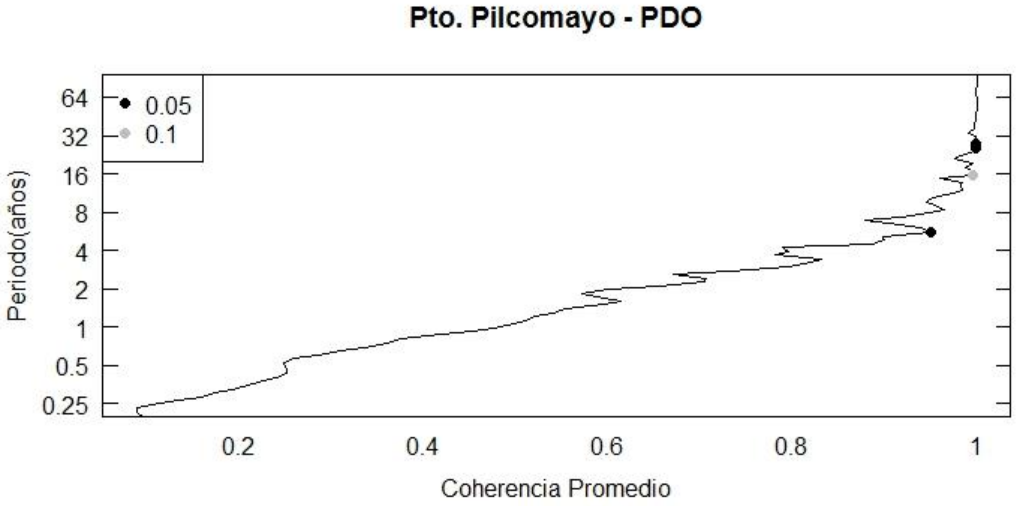


Figura 7. Coherencia Wavelet promedio en el tiempo, río Paraguay, Pto. Pilcomayo con el índice PDO. Los puntos negros indican un nivel de significación de 0.05.

Estos resultados muestran que no hay una clara identificación con el fenómeno del Niño, ya que se observan valores de Coherencia Wavelet en el orden de 1 a 8 años, pero son intermitentes en el tiempo. Sin embargo para los dos índices se encuentran períodos continuos significativos del orden de 30 años, poniendo en evidencia una posible relación entre la influencia conjunta de estos indicadores, y la existencia de un fenómeno de largo plazo modulando el comportamiento de los caudales.

CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos muestran que no hay una clara identificación entre los caudales mensuales del río Paraguay en la estación Puerto Pilcomayo y el fenómeno del Niño, para el periodo estudiado (1910-2017). En el análisis de Coherencia de los caudales con ambos índices, se observan valores significativos entre 1 y 8 años, pero son intermitentes en el tiempo.

Sin embargo, cuando se aplica Coherencia a los caudales tanto con el índice Niño 3.4 como PDO, se encontraron intervalos de tiempo donde son significativas regiones de períodos del orden de 30 años, que coinciden con los ciclos cálidos y fríos de la PDO. En ambos casos se encuentran correlaciones en períodos decadales y multidecadales, poniendo en evidencia la influencia de fenómenos de largo plazo en los caudales del río Paraguay.

Estos resultados permiten mejorar el conocimiento acerca de la vinculación de la variabilidad climática natural con los caudales, incorporando información que resulta útil para adecuar la planificación del recurso hídrico, el diseño de obras y la implementación de pronósticos en un contexto de cambios en el clima.

REFERENCIAS

Andreoli R.V. and Kayano M.T. (2005) "ENSO-related rainfall anomalies in South America and associated circulation features during Warm and Cold Pacific Decadal Oscillation regimes". *International Journal of Climatology*, 25: 2017–2030.

Grinsted, A., Moore, J. C., & Jevrejeva, S. (2004). "Application of the cross wavelet transform and wavelet coherence to geophysical time series." *Nonlinear processes in geophysics*, 11(5/6), 561-566.
Kayano M.T. and Andreoli R.V. (2007). "Relations of South American summer rainfall interannual variations with the Pacific Decadal Oscillation". *International Journal of Climatology,* 27: 531–540.
Labat, D., Ronchail, J. & Guyot, J. L., (2005). "Recent advances in wavelet analyses: Part 2—Amazon, Parana, Orinoco and Congo discharges time scale variability." *Journal of Hydrology,* 314(1), pp. 289-311
Liu, P. C., (1994). "Wavelet spectrum analysis and ocean wind waves." *Wavelets in Geophysics*, Academic Press, 151–166.
Mantua N. J., Hare S.R., Zhang, Y., Wallace J.M and Francis R. C. (1997) "A Pacific Interdecadal Climate Oscillation with Impacts on Salmon Production". *Bulletin of the American Meteorological Society*, 78:1069-1079.
Mantua N. J. and Hare S.R. (2002) "The Pacific Decadal Oscillation" *Journal of Oceanography*, Vol. 58, 35-44.
Neal E. G., Todd Walter M. and Coffeen C. (2002) "Linking the pacific decadal oscillation to seasonal stream discharge patterns in Southeast Alaska" *Journal of Hydrology*, Vol. 263, 188 - 197.
Ouyang R., Liu W., Fu G., Liu C., Hu L., and Wang H. (2014) "Linkages between ENSO/PDO signals and precipitation, streamflow in China during the last 100 years". *Hydrology and Earth System Science*, 18, 3651–3661.
R Development Core Team, (2008). "R: A language and environment for statistical computing." *R Foundation for Statistical Computing*, Vienna, Austria. ISBN 3-900051-07-0, URL http://www.R-project.org.
Roesch A. and Schmidbauer H. (2018). "WaveletComp: Computational Wavelet Analysis." R package version 1.1. https://CRAN.R-project.org/package=WaveletComp
Silva G. A. M., Drumond A. and Ambrizzi T. (2011) "The impact of El Niño on South American summer climate during different phases of the Pacific Decadal Oscillation". *Theoretical and Applied Climatology*
06:307–319.
Suriano, M. y Seoane R. (2016) - "Evaluación del impacto del ENSO y del PDO en ríos de Argentina"- *XXVII Congreso Latinoamericano De Hidráulica.* Lima, Perú.
Torrence C., and Compo G.P., (1998). "A practical guide to wavelet analysis*." Bulletin of the American Meteorological Society* 79 (1), 61–78.

IAHR AIIH
XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

DETERMINACIÓN DEL ESTADO DE LA NAPA FREÁTICA EN EL BARRIO MANUEL DORREGO DE LA CABA MEDIANTE EL USO DE TECNOLOGÍA GIS

Sandra Liliana Flores
Instituto Nacional del Agua / Dirección de Servicios Hidrológicos, AU Ezeiza –Cañuelas km 1.620, Ezeiza Argentina, sflores@ina.gob.ar /s.sambarino@gmail.com

RESUMEN:

Amplios sectores de la Ciudad Autónoma de Buenos Aires como así también varias localidades del conurbano bonaerense están sufriendo el ascenso de las aguas subterráneas. Este problema se debe a la oscilación de los niveles de la napa freática en el transcurso del tiempo sumado a una multiplicidad de factores naturales y antrópicos. Es el caso del ***barrio Manuel Dorrego***, localizado en el sector Sur Oeste de la Ciudad Autónoma de Buenos Aires, construido por el gobierno de Juan Domingo Perón en 1949, en inmediaciones de los mataderos y originariamente llamado ***"Los Perales"***. El objetivo fundamental del presente trabajo es caracterizar hidrogeológica y ambientalmente las aguas sub-superficiales (superficie freática) del barrio Los Perales. Se plantea el empleo del Sistema de Información Geográfica (SIG) para el diseño y ejecución de una red de monitoreo que permita conocer el comportamiento hidrológico del subsuelo, recopilando datos sobre niveles hidráulicos, para determinar filetes de flujo del escurrimiento subterráneo, forma de la capa freática y la velocidad de escurrimiento.

ABSTRACT:

Many areas in Buenos Aires Autonomous City, as well as several places of Buenos Aires "conurbano", are suffering the ascent of groundwater. This problem is due to the oscillation of the water table levels over time, combined with a multiplicity of natural and anthropic factors. This is the case of the Manuel Dorrego neighborhood, located in the South West of Buenos Aires Autonomous City. Built by the government of Juan Domingo Perón in 1949, in the vicinity of the slaughterhouses and originally called "Los Perales". The main objective of this paper is to characterize hydrogeologically and environmentally the sub-surface waters (water table) of the Los Perales neighborhood. The use of the Geographic Information System (GIS) is proposed for the design and execution of a monitoring network that allows to know the hydrological behavior of the subsoil, collecting data on hydraulic levels, to determine fillets of flow of the underground runoff, form of the water table and the speed of runoff.

PALABRAS CLAVES: napa freática; inundaciones; sistemas de información geográfica; hidrogeología.

INTRODUCCIÓN

Amplios sectores de la Ciudad Autónoma de Buenos Aires como así también varias localidades del conurbano bonaerense están sufriendo el ascenso de las aguas subterráneas. Este problema se debe a la oscilación de los niveles de la napa freática en el transcurso del tiempo sumado a una multiplicidad de factores naturales y antrópicos.
Esta situación trae aparejada una serie de consecuencias, siendo las de mayor importancia:

- la inundación recurrente de sótanos, aún en zonas altas, con problemas en fundaciones de diverso tipo de estructuras y el consecuente potencial peligro de derrumbes,
- el afloramiento de agua subterránea en zonas bajas, con terrenos anegados y aguas afectadas en contacto con la población, convirtiéndose en focos de propagación de enfermedades,
- la destrucción de pavimentos, entre otros, todo lo cual contribuye al deterioro de la calidad de vida.

Es el caso del ***barrio Manuel Dorrego***, localizado en el sector Sur Oeste de la Ciudad Autónoma de Buenos Aires, construido por el gobierno de Juan Domingo Perón en 1949, en inmediaciones de los mataderos y originariamente llamado ***"Los Perales"***.

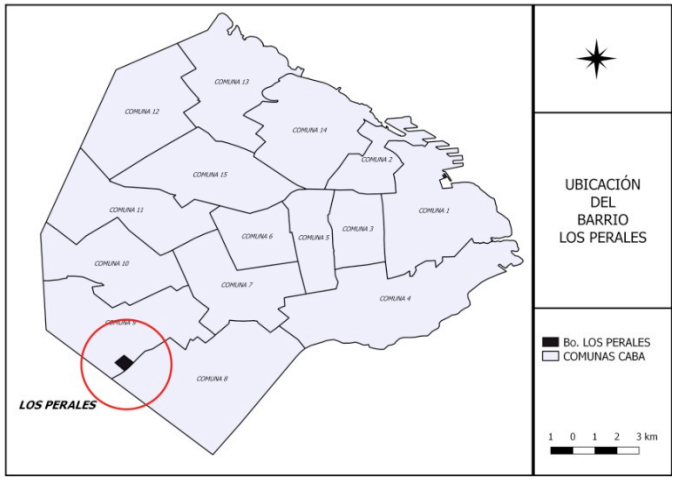


Figura 1.- Ubicación del área de estudio.

Este complejo habitacional está conformado por más de mil departamentos distribuidos en cuarenta y seis monobloques, de tres pisos cada uno y estilo racionalista. Entre un edificio y otro hay un espacio verde que ocupa más del doble que la planta edificada. (Fig.2)

Figura 2.- Fisonomía barrial histórica. Fuente:
https://lateja2.wordpress.com/2009/05/01/1949-barrio-los-perales-manuel-dorrego/

El problema es que, a 60 años de su creación, este barrio lindero al estadio de Nueva Chicago se encontraba en emergencia habitacional por el estado de abandono del parque edilicio y por la acumulación de agua en los sótanos, que además de deteriorar los cimientos, se convertían en focos de propagación del dengue. A principios de 2010, quince de los cuarenta y seis sótanos de los edificios se encontraban inundados y los vecinos promovían un amparo ante la justicia en lo contencioso administrativo, para reclamar al gobierno porteño que cumpliera con la ley 2750 de 2008, que lo obligaba a la recuperación y puesta en valor de las viviendas del barrio,"… arbitra[ndo] los medios para resolver las causas que llevan a la recurrente inundación de los sótanos de los edificios y al deterioro de los cimientos de los mismos…" (**BOCBA N° 2977,**2008) (**E. Mazzei,** 2018; **S. Kiernan,** 2010; **AM690 K24 En Radio- Comunas, Un Desafío** ,2010).

OBJETIVO

El objetivo fundamental del presente trabajo es caracterizar hidrogeológica y ambientalmente las aguas sub-superficiales (superficie freática) del barrio Los Perales. Se plantea el empleo del Sistema de Información Geográfica (SIG) para el diseño y ejecución de una red de monitoreo que permita conocer el comportamiento hidrológico del subsuelo, recopilando datos sobre niveles hidráulicos, para determinar filetes de flujo del escurrimiento subterráneo, forma de la capa freática y la velocidad de escurrimiento.

MATERIALES Y MÉTODOS

La adquisición de datos para la caracterización de la napa freática de este sector de la Ciudad Autónoma de Buenos Aires (CABA) se dividió en varias etapas combinando tareas de gabinete y de campo alternativamente. La *primera fase* consistió en la recopilación de perforaciones antecedentes tomando como base tanto material propio (generado por el Instituto Nacional del Agua) como el recibido de distintas fuentes. La información obtenida fue volcada al SIG. Para ello se normalizaron manualmente todas las direcciones correspondientes a perforaciones ejecutadas en el área de la ciudad, clasificadas según acuífero de pertenencia, para proceder luego a la geocodificación automática de todas esas localizaciones. Como resultado se produjeron las capas temáticas de puntos (pozos).

En una *segunda etapa*, se diseño una red freatimétrica tentativa, suficientemente densa como para obtener un detalle fino del estado de la napa en la región estudiada y ubicada teniendo en cuenta la presencia de espacios verdes públicos y/o terrenos baldíos, con la doble finalidad de facilitar la obra, por un lado, y producir la menor perturbación posible a los vecinos, por el otro. Su planteo se apoyó, asimismo, en lo observado en el estudio de antecedentes. Dicha red quedaría sujeta a la verificación de interferencias (tendido de gas, agua /cloacas, cámaras de electricidad, etc.) tanto como al posible aprovechamiento de perforaciones existentes.

Por medio del SIG, se dibujó una grilla de 0.4 Km de lado y se ubicó 1 freatímetro en cada celda en un total de 14 con el propósito de lograr una cobertura total de la superficie del barrio.

La *etapa siguiente* consistió en la reevaluación de la red freatimétrica propuesta a la luz de la existencia de perforaciones cercanas que en un principio se suponían aprovechables. Para constatar el estado de los posibles reemplazos, se proyectó un *censo hidrogeológico.* Al cabo del mismo, se volcó la información al SIG confeccionando el mapa definitivo con la obra a ejecutar por el Instituto Nacional del Agua (Fig. 3)

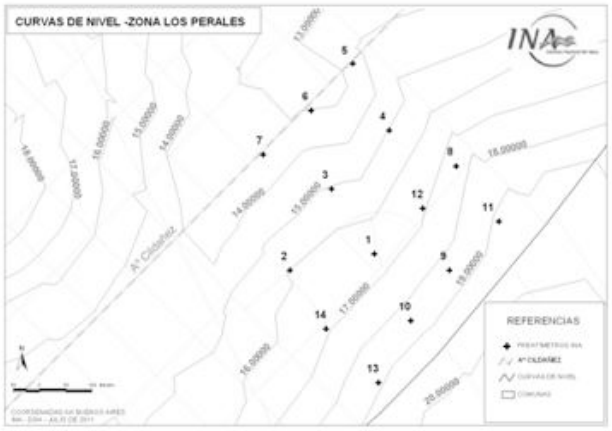


Figura 3.- Red Freatimétrica ejecutada en el barrio Los Perales

La *cuarta fase,* corresponde a la ejecución de la red freatimétrica, durante la cual se relevaron parámetros físicos de las perforaciones propuestas, para la caracterización morfológica y dinámica de la capa freática en dicha zona de la ciudad. En cada una de ellas se tomaron muestras del terreno atravesado para su posterior clasificación sedimentológica y se obtuvieron las coordenadas geográficas de cada pozo por medio de un GPS barométrico.
Por último se efectuaron ensayos de permeabilidad cuya característica principal es que permiten conocer valores de conductividad hidráulica, en órdenes de magnitud, en sedimentos finos y/o con escasa columna de agua (zona saturada). El método utilizado es el Bouwer & Rice para acuíferos libres.
En *quinto lugar*, se modeló la superficie freática en base a los valores de profundidad obtenidos en las etapas anteriores y se generó la memoria técnica de la obra, consistente en fichas individuales por cada una de las perforaciones.

CARACTERIZACIÓN FÍSICA

La Ciudad Autónoma de Buenos Aires se desarrolla sobre la unidad geomorfológica denominada Pampa Ondulada que se caracteriza por ser una zona de escasa pendiente regional (4 m/Km, en promedio), donde las máximas alturas se encuentran en su sector oeste (algo mayores a los 100 msnm) y disminuyen hacia el este hasta alcanzar el nivel del mar. Su drenaje superficial tiene rumbo predominante hacia el Este y es atravesada por ríos y arroyos que desembocan en el curso inferior del río Paraná y del Río de La Plata. La surcan las cuencas inferiores de los ríos, Luján, Matanza-Riachuelo, Reconquista y pequeñas subcuencas que desaguan también en los ríos Paraná y de la Plata.
El barrio Los Perales se encuentra dentro de la cuenca del arroyo Cildáñez, cuyo curso entubado bordea, en parte, el complejo habitacional con dirección SW – NE. (Fig.3)
En cuanto al clima, se registra en la "ventana" de 50 años previos al relevamiento, un aumento en los totales de precipitación anual, respecto a las décadas anteriores con tendencia al incremento de alrededor de 50mm cada 10 años.

ANÁLISIS DE RESULTADOS

Los datos obtenidos en campo fueron volcados en la tabla 1

Nombre	Latitud [dd]	Longitud [dd]	H [m/snm]	N E [m]	NE acotado [m/snm]
1	-34,6685000000	-58,4971666700	16,70	3,85	12,85
2	-34,6687777800	-58,4989166700	16,00	3,55	12,45
3	-34,6673888900	-58,4980555600	15,10	2,45	12,65
4	-34,6663888900	-58,4968611100	15,00	4,00	11,00
5	-34,6652500000	-58,4976111100	13,50	2,30	11,20
6	-34,6660555600	-58,4984722200	13,00	2,00	11,00
7	-34,6668055600	-58,4994722200	13,60	2,00	11,60
8	-34,6670000000	-58,4954722200	17,50	4,55	12,95
9	-34,6687777800	-58,4956111100	18,40	4,50	13,90
10	-34,6696388900	-58,4964166700	18,50	4,60	13,90
11	-34,6679444400	-58,4945833300	19,20	4,50	14,70
12	-34,6677222200	-58,4961666700	16,90	4,20	12,70
13	-34,6706944400	-58,4970833300	18,90	4,60	14,30
14	-34,6697777800	-58,4981666700	16,90	4,30	12,60

Tabla 1.- Nivel estático medido y acotado

El modelo digital de elevaciones, fue elaborado en base a las alturas estimadas en cada una de las perforaciones. Dichas estimaciones se obtuvieron por interpolación de valores a partir de las curvas de nivel equidistancia 1 mt sobre los que se aplico el algoritmo matemático krigging que crea la superficie de tendencia que se muestra a continuación Fig 4.a)

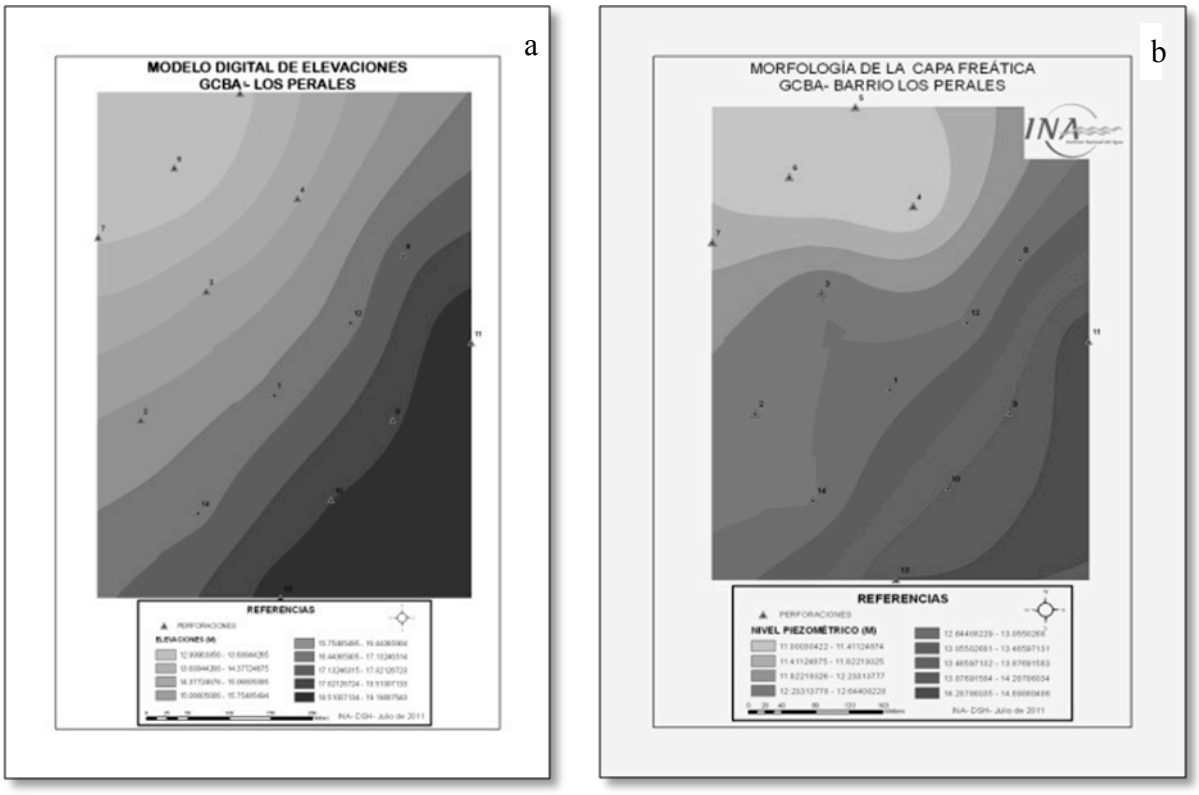


Figura 4.- a) Modelo Digital del Terreno. b) Mapa Equipotencial

Con el mismo procedimiento se confecciono el mapa Equipotencial que representa la morfología de la superficie del agua subterránea sobre el plano de referencia cero del Instituto Geográfico Nacional (IGN). (Fig. 4.b) Sobre este mapa se trazan los filetes de flujo cuya suma da como resultado la red integrada de flujo que nos permite conocer el movimiento y dirección del agua el modelo morfológico de la capa freática a partir de los valores de nivel estático acotado medidos en campo (Fig. 5.)

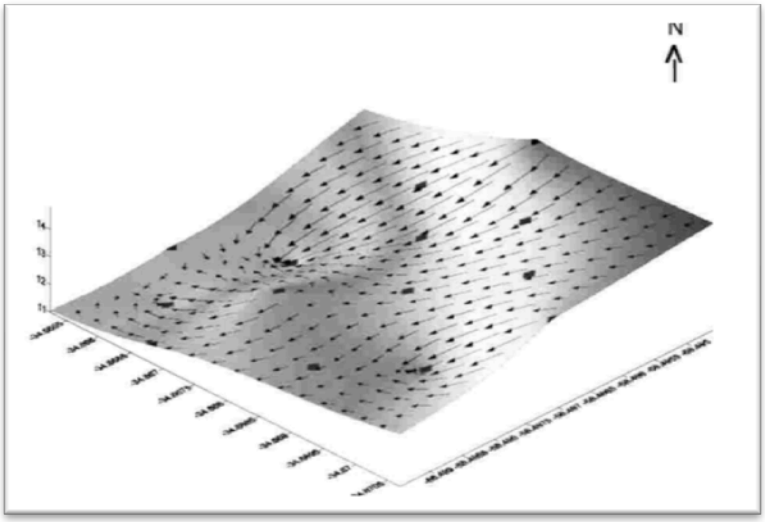


Figura 5.- Dirección y sentido de flujo del agua subterránea

La topografía del área presenta sus alturas máximas, del orden de los 19 mts en los sectores W-NW y E-SE, y las mínimas de alrededor de los 13 mts en coincidencia, como es de esperar, con el cauce del Arroyo Cildáñez, hacia donde se dirige mayormente el flujo de la napa freática como se aprecia en el mapa equipotencial. Este ultimo muestra cómo el acuífero superficial mantiene una relación de concordancia con la morfología del terreno en el área analizada.
El mapa de Isoprofundidades sirve para ver a qué profundidad se encuentra el agua y para tener en cuenta las zonas de riesgo de inundaciones (construcciones y urbanizaciones), (Fig. 6).

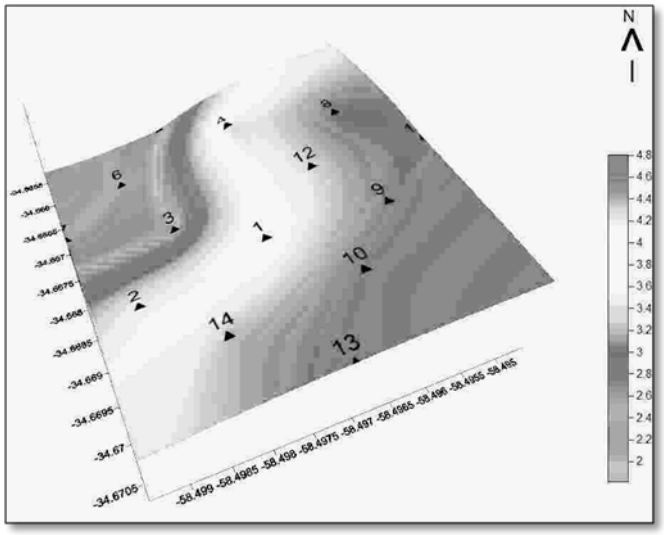


Figura 6.- Mapa de Isoprofundidades

Para las perforaciones que presentaron valores de isoprofundidades más bajos, esto es entre 2 y 2.50 mts, lo cual se verifica en las perforaciones más próximas al arroyo entubado, se efectuaron ensayos de permeabilidad, de acuerdo con la metodología detallada más arriba.

Los valores de los ensayos son los siguientes (Anexo 1):
Pozo 3 9,11x10-2 m/d
Pozo 5 5,87x10-2 m/d
Pozo 6 7,43x10-3 m/d
Pozo 7 2,69x10-3 m/d

Estos resultados se encuentran dentro del orden de magnitud esperable para la secuencia sedimentológica encontrada, principalmente limos arenoso-arcillosos.

CONCLUSIONES

Desde el punto de vista morfológico, la superficie freática se encuentra mayormente en concordancia con la topografía local, por lo que, en principio no presupone existencia de sobrebombeo. La napa esta a una profundidad que oscila entre los 2 y 5.50 mts, registrándose las menores alturas lindantes con el Arroyo Cildáñez, que es el área natural de descarga a nivel local. Los ensayos de permeabilidad, por otro lado, presentan valores normales para el tipo de sedimento encontrado.
Todo esto lleva a investigar las otras posibles causas del anegamiento de sótanos denunciados por los vecinos, como por ejemplo la infiltración de los terrenos por rotura y/o avería del sistema cloacal o pluvial del edificio, sumado a la pérdida, a través del tiempo, de la capacidad impermeable de los muros en construcciones de larga data.
Se descarta que el agua provenga de un aporte desde el entubamiento del Arroyo Cildáñez hacia los terrenos lindantes y por ende hacia los sótanos debido a que se ha constatado, mediante una inspección llevada a cabo por el GCBA en el año 2010, que el techo del mencionado arroyo se encuentra por debajo del nivel de los sótanos.
Por otro lado, se conoce la intención de poner en marcha de un relevamiento del GCBA para estudiar la naturaleza química del agua presente en los sótanos, y establecer fehacientemente su procedencia. No existen publicaciones de libre acceso sobre los resultados de esa encuesta, ni sobre el monitoreo sistemático de la red freatimétrica barrial que data de 2011, todo lo cual redunda en la falta de elementos de diagnostico a la hora de encarar las obras de remediación necesarias.

ANEXO 1

ENSAYO PUNTUAL DE PERMEABILIDAD					
Nombre Pozo	Nº3	Diámetro caño ciego (mm)			63
		Diámetro caño filtro (mm)			63
Nivel Inicial (mbbp)	2.09	Long. Tramo ciego (m)			
		Long. Tramo filtro (m)			3,00 m
Hora comienzo ensayo	12:10	Hora finalizado ensayo			
Tiempo	Nivel (mbbp)	Tiempo	Nivel (mbbp)		
0	1.00	10m	1.80		
10s	1.01	10m 30s	1.815		
20s	1.05	11m	1.83		
30s	1.06	11m 30s	1.85		
40s	1.10	12m	1.86		
50s	1.11	12m 30s	1.88		
1m	1.12	13m	1.89		
1m 10s	1.16	13m 30s	1.90		
1m 20s	1.18	14m	1.91		
1m 30s	1.20	14m 30s	1.92		
1m 40s	1.225	15m	1.94		
1m 50s	1.24	16m	1.945		
2m	1.26	17m	1.96		
2m 10s	1.28	18m	1.98		
2m 20s	1.30	19m	1.99		
2m 30s	1.32	20m	2.00		
2m 40s	1.34	22m	2.015		
2m 50s	1.35	24m	2.03		
3m	1.37	26m	2.04		
3m 10s	1.39	28m	2.05		
3m 20s	1.40	30m	2.06		
3m 30s	1.42	35m	2.08		
3m 40s	1.43	40m	2.085		
3m 50s	1.445	45m	2.09		
4m	1.465	50m	2.09		
4m 20s	1.48	55m			
4m 40s	1.50	1h			
5m	1.52	1h 10m			
5m 20s	1.56	1h 20m			
5m 40s	1.58	1h 30m			
6m	1.61	1h 40m			
6m 20s	1.63	1h 50m			
6m 40s	1.65	2h			
7m	1.67	2h 20m			
7m 20s	1.685	2h 40m			
7m 40s	1.70	3h			
8m	1.72	3h 30m			
8m 20s	1.735	4h			
8m 40s	1.75	5h			
9m	1.765	OBSERVACIONES:			
9m 20s	1.775				
9m 40s	1.79				

Tabla 2.- Ensayo puntual de permeabilidad. Pozo N*3

ENSAYO PUNTUAL DE PERMEABILIDAD					
Nombre Pozo	Nº 5	Diámetro caño ciego (mm)			63
		Diámetro caño filtro (mm)			63
Nivel Inicial (mbbp)	2,30 m	Long. Tramo ciego (m)			
		Long. Tramo filtro (m)			3,00 m
Hora comienzo ensayo	11:00	Hora finalizado ensayo			
Tiempo	Nivel (mbbp)	Tiempo	Nivel (mbbp)		
0	1.70	10m	2.075		
10s	1.76	10m 30s	2.08		
20s	1.74	11m	2.085		
30s	1.72	11m 30s	2.10		
40s	1.73	12m	2.105		
50s	1.74	12m 30s	2.11		
1m	1.76	13m	2.12		

ENSAYO PUNTUAL DE PERMEABILIDAD					
Nombre Pozo		**Nº 5**	**Diámetro caño ciego (mm)**		63
			Diámetro caño filtro (mm)		63
1m 10s	1.78		13m 30s	2.125	
1m 20s	1.79		14m	2.13	
1m 30s	1.80		14m 30s	2.14	
1m 40s	1.82		15m	2.145	
1m 50s	1.825		16m	2.16	
2m	1.83		17m	2.17	
2m 10s	1.85		18m	2.18	
2m 20s	1.855		19m	2.19	
2m 30s	1.865		20m	2.20	
2m 40s	1.88		22m	2.22	
2m 50s	1.89		24m	2.235	
3m	1.89		26m	2.25	
3m 10s	1.90		28m	2.25	
3m 20s	1.91		30m	2.255	
3m 30s	1.92		35m	2.265	
3m 40s	1.925		40m	2.27	
3m 50s	1.93		45m	2.28	
4m	1.94		50m	2.28	
4m 20s	1.95		55m	2.28	
4m 40s	1.955		1h	2.285	
5m	1.96		1h 10m	2.285	
5m 20s	1.965		1h 20m		
5m 40s	1.975		1h 30m		
6m	1.98		1h 40m		
6m 20s	1.99		1h 50m		
6m 40s	1.995		2h		
7m	2.01		2h 20m		
7m 20s	2.02		2h 40m		
7m 40s	2.025		3h		
8m	2.03		3h 30m		
8m 20s	2.04		4h		
8m 40s	2.05		5h		
9m	2.055	OBSERVACIONES:			
9m 20s	2.06				
9m 40s	2.07				

Tabla 3.- Ensayo puntual de permeabilidad. Pozo N*5

ENSAYO PUNTUAL DE PERMEABILIDAD					
Nombre Pozo		Nº 6	**Diámetro caño ciego (mm)**		63
			Diámetro caño filtro (mm)		63
Nivel Inicial (mbbp)		1.23	**Long. Tramo ciego (m)**		
			Long. Tramo filtro (m)		3,0 m
Hora comienzo ensayo		12:25	**Hora finalizado ensayo**		
Tiempo	**Nivel (mbbp)**		**Tiempo**	**Nivel (mbbp)**	
0	0.25		10m	0.97	
10s	0.25		10m 30s	0.97	
20s	0.25		11m	0.975	
30s	0.25		11m 30s	0.98	
40s	0.25		12m	0.98	
50s	0.26		12m 30s	0.98	
1m	0.26		13m	0.98	
1m 10s	0.26		13m 30s	0.98	
1m 20s	0.326		14m	0.983	
1m 30s	0.27		14m 30s	0.985	
1m 40s	0.30		15m	0.985	
1m 50s	0.315		16m	0.985	
2m	0.33		17m	0.99	
2m 10s	0.45		18m	0.995	
2m 20s	0.70		19m	0.995	
2m 30s	0.88		20m	0.995	
2m 40s	0.92		22m	1.002	
2m 50s	0.94		24m	1.01	
3m	0.94		26m	1.01	
3m 10s	0.94		28m	1.015	

3m 20s	0.94		30m	1.02	
3m 30s	0.945		35m	1.035	
3m 40s	0.945		40m	1.04	
3m 50s	0.945		45m	1.05	
4m	0.94		50m	1.06	
4m 20s	0.95		55m	1.07	
4m 40s	0.95		1h	1.075	
5m	0.95		1h 10m	1.085	
5m 20s	0.952		1h 20m	1.095	
5m 40s	0.953		1h 30m	1.10	
6m	0.955		1h 40m	1.11	
6m 20s	0.955		1h 50m	1.12	
6m 40s	0.955		2h	1.12	
7m	0.955		2h 20m	1.12	
7m 20s	0.96		2h 40m	1.125	
7m 40s	0.96		3h	1.13	
8m	0.963		3h 30m		
8m 20s	0.965		4h		
8m 40s	0.965		5h		
9m	0.965	OBSERVACIONES:			
9m 20s	0.965				
9m 40s	0.97				

Tabla 4.- Ensayo puntual de permeabilidad. Pozo N*6

ENSAYO PUNTUAL DE PERMEABILIDAD					
Nombre Pozo	**Nº7**	**Diámetro caño ciego (mm)**			63
		Diámetro caño filtro (mm)			63
Nivel Inicial (mbbp)	1.8	**Long. Tramo ciego (m)**			
		Long. Tramo filtro (m)			3 m
Hora comienzo ensayo	10:50	**Hora finalizado ensayo**			12:06
Tiempo	**Nivel (mbbp)**		**Tiempo**	**Nivel (mbbp)**	
0	0.80		10m	1.40	
10s	0.82		10m 30s	1.42	
20s	0.84		11m	1.435	
30s	0.87		11m 30s	1.45	
40s	0.89		12m	1.465	
50s	0.90		12m 30s	1.475	
1m	0.92		13m	1.49	
1m 10s	0.935		13m 30s	1.50	
1m 20s	0.95		14m	1.515	
1m 30s	0.965		14m 30s	1.53	
1m 40s	0.98		15m	1.54	
1m 50s	0.99		16m	1.56	
2m	1.05		17m	1.575	
2m 10s	1.02		18m	1.595	
2m 20s	1.035		19m	1.615	
2m 30s	1.05		20m	1.625	
2m 40s	1.06		22m	1.65	
2m 50s	1.07		24m	1.665	
3m	1.08		26m	1.68	
3m 10s	1.09		28m	1.695	
3m 20s	1.10		30m	1.705	
3m 30s	1.11		35m	1.73	
3m 40s	1.125		40m	1.745	
3m 50s	1.135		45m	1.755	
4m	1.15		50m	1.765	
4m 20s	1.165		55m	1.775	
4m 40s	1.18		1h	1.78	
5m	1.20		1h 10m	1.79	
5m 20s	1.22		1h 20m		
5m 40s	1.23		1h 30m		
6m	1.245		1h 40m		
6m 20s	1.26		1h 50m		
6m 40s	1.275		2h		
7m	1.29		2h 20m		
7m 20s	1.305		2h 40m		
7m 40s	1.32		3h		

ENSAYO PUNTUAL DE PERMEABILIDAD					
Nombre Pozo		Nº7	Diámetro caño ciego (mm)		63
			Diámetro caño filtro (mm)		63
8m	1.33		3h 30m		
8m 20s	1.34		4h		
8m 40s	1.355		5h		
9m	1.365	OBSERVACIONES:			
9m 20s	1.38				
9m 40s	1.39				

Tabla 5.- Ensayo puntual de permeabilidad. Pozo N*7

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

M. Auge (2004) *Hidrogeología de la Ciudad de Buenos Aires*, CABA: FCEN- UBA, *http://tierra.rediris.es/hidrored/ebooks/ ndexm.htm*

Instituto Nacional del Agua- Dirección de Servicios Hidrológicos, (2008) "Base de datos Hidrogeológica", Ezeiza.

E. Custodio y M.R Llamas (1976) *Hidrología Subterránea*, Barcelona Omega.

C. R. Vilela (1970) *Hidrogeología*, Tucumán.

Gobierno de la Ciudad Autónoma de Buenos Aires (CABA)-Dirección de Medio Ambiente y Desarrollo (2008) "Base de datos Georreferenciada",CD ROM, CABA.

O. Coriale, J. Masú, S. Flores, E. Carlotto, C. Rey et .al. (2010) *Caracterización Hidrogeológica y Ambiental de La Napa Freática en la Ciudad de Buenos Aires,* INA-DSH, Ezeiza, Argentina.

O. Coriale, E. Carlotto, S. Flores (2011*) Red Freatimétrica Barrio Los Perales,* INA-DSH, Ezeiza, Argentina.

AM690 K24 En Radio- Comunas, Un Desafío (2010) "Se presentó un informe sobre las obras realizadas en el barrio Los Perales", *En http://comunasweb.com.ar*, publicado el 12 Noviembre de 2014.

F. J. Sanchez Roman, (2011**) "**Medidas puntuales de permeabilidad ("Slug Tests")", Departamento de Geología- Univ. De Salamanca, España. *En http://hidrologia.usal.es*

S. Kiernan (2010) *"*El Dorrego espera"*, En https://www.pagina12.com.ar*

BOCBA N° 2977 (2008)," Ley 2750, Plan de Recuperación y puesta en valor del Barrio Manuel Dorrego, sito en el perímetro comprendido por las Av. Eva Perón, Lisandro de la Torre, y las calles Carhué y Justo Suárez", *En http://www2.cedom.gob.ar*

E. Mazzei, (2018), **"**Ascenso general de los niveles freáticos", En Blog Cota Cero, *https://www.cotacero.com.ar/ascenso-general-de-los-niveles-freaticos/ . Consultado el 22 de Mayo de 2018.*

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

VALIDACIÓN DEL SATÉLITE METEOROLÓGICO CHIRPS EN LA CUENCA RURRENABAQUE-BOLIVIA

Collarani Anagua Freddy y Villazon Gomez Mauricio F.
Universidad Nacional Agraria La Molina (UNALM); Laboratorio de Hidráulica Universidad Mayor de San Simón (LHUMSS)
fca_civ@yahoo.es; mauricio_villazon@yahoo.es

RESUMEN:

El presente trabajo, se basa en la validación de los datos de precipitación obtenidos con el satélite CHIRPS v2.0 para la cuenca del río Rurrenabaque hasta la estación hidrométrica del mismo nombre. Para tal fin se realizó un análisis de la precipitación a nivel diario y mensual usando 75 estaciones meteorológicas con información desde enero 2005 hasta septiembre 2016.

La metodología empleada consta de tres análisis: i) análisis exploratorio ii) análisis descriptivo con gráficas series de tiempo, boxplot iii) análisis estadísticos y modelación lluvia-escurrimiento.

A nivel diario se observó que CHIRPS no presenta buena semejanza frente a los datos históricos. A nivel mensual presenta coeficientes de determinación que varían entre 0.42 a 0.91 y coeficientes de predicción alcanzan de 0.24 a 0.9, se observó también un error medio absoluto de 22.15 mm, error absoluto medio relativo de 25.3mm, una eficiencia de predicción de 0.81 y un error de bias de 15.5mm.

Se calibro un modelo de transformación lluvia-caudal con los datos observados, posteriormente se evaluó el comportamiento de la información proporcionada por CHIRPS corregido y CHIRPS sin correcciones, los modelos muestran coeficientes de determinación de 0.84, 0.81 y 0.83, eficiencias de predicción de 0.84, 0.81 y 0.83. De los resultados se concluye que la información proporcionada por CHIRPS es aceptable para diferentes estudios hídricos a nivel mensual en región alto amazónica de Bolivia

ABSTRACT:

This present work is based on the validation of the precipitation data obtained from the satellite CHIRPS for the river Rurrenabaque basin up to the hydrometric station of the same name. For this purpose a daily and monthly level precipitation analysis was performed using 75 meteorological stations from January 2005 to September 2016.

At daily level the similarity with historical data is not observed. At monthly level it was observed coefficients of determination varied between 0.42 to 0.91 and prediction coefficients varied 0.24 to 0.9, it was also observed on absolute average error of 22.15 mm, a relative mean absolute error of 25.3mm, a prediction efficiency of 0.81 and bias error of 15.5mm.

A rainfall-runoff transformation model was calibrated with observed data, then the behavior of the information provided by corrected CHIRPS and CHIRPS without corrections was evaluated, the models showed coefficient of determination of 0.84, 0.81 and 0.83, prediction efficiency of 0.84, 0.81 and 0.83. From these results is was that the information provided by CHIRPS is acceptable for different studies of water resources at a monthly level in the high Amazon region of Bolivia.

PALABRAS CLAVES: Precipitación Satelital, Modelamiento hidrológico

INTRODUCCIÓN

En Bolivia no se cuenta con información necesaria, disponible y confiable, de las estaciones de registro hidroclimáticas, en muchas regiones no son representativas por su escasa densidad, longitud de información y confiabilidad, muchos proyectos realizan sus diseños con poca información meteorológica pudiendo llevar al colapso los proyecto. La información proporcionada de las estaciones meteorológicas en los últimos años ha disminuido a la falta implementación y mantenimiento. (Según la administración de SENAMHI).

El sensor CHIRPS es un algoritmo que estima la distribución de la lluvia en tres dimensiones a partir de la radiación en el espectro visible, CHIRPS en sus siglas en inglés (Climate Hazards Group InfraRed Precipitation with Station) es una base de datos con 37 años, empezando reportar información desde 1981 hasta el presente, disponible como una nueva base de datos climáticos de precipitación desde principios de 2014; Abarca tres tipos de información: climatologías globales, estimaciones por satélite y observaciones in situ, del mismo que se obtiene un mejor producto al alcance del publico de forma gratuita.

El rango de operación en tierra es de 50°S-50°N tomando en cuenta todas las longitudes. CHIRPS presenta la resolución espacial más alta (0.05° aproximadamente 5.6 km), la confiabilidad de este producto se basa en las correcciones y mejoras que realiza en base a estaciones climatológicas de su alcance. (Funk Chris, Pete Peterson, Martin Landsfeld, 2015)

ÁREA DE ESTUDIO

La cuenca de Rurrenabaque afluente de la cuenca amazónica, el segundo río más importante en Bolivia. Nace en los Andes de la confluencia de los ríos Alto Beni y Kaka en las proximidades de Puerto Pando. El ancho máximo es de 1069 metros en las proximidades de Rurrenabaque, siendo su ancho promedio de 400 metros.

Políticamente la cuenca de Rurrenabaque limita al sur - oeste con las cuencas del Titicaca y Desaguadero que pertenecen a la cuenca del Altiplano, al este con las cuencas del Caire, Chapare e Isiboro Secure que pertenecen a la cuenca del amazonas, al norte con las cuencas de los ríos Madidi, Colorado y Negro-Beni, de la cuenca del río Madre de Dios, dentro de los departamentos de La Paz, Cochabamba y Beni - Bolivia

DATOS METEOROLÓGICOS

a) Información histórica

De la información recopilada por SENAMHI se observó la disponibilidad 75 estaciones meteorológicas con datos a nivel diario, registrados con pluviómetros.

El periodo de registro de las estaciones meteorológicas son de distinta magnitud, a fin de contar con un periodo común, con la mayor cantidad de estaciones, se decidió trabajar con un registro a partir de enero de 2005 hasta septiembre de 2016, aceptado hasta un 20 por ciento de vacíos en sus registros, llegando a tener 45 estaciones que cumplen con este requisito.

En la Figura 1. se muestran las estaciones pluviométricas e hidrométricas empleadas para el presente estudio, su ubicación y algunos datos adicionales de interés.

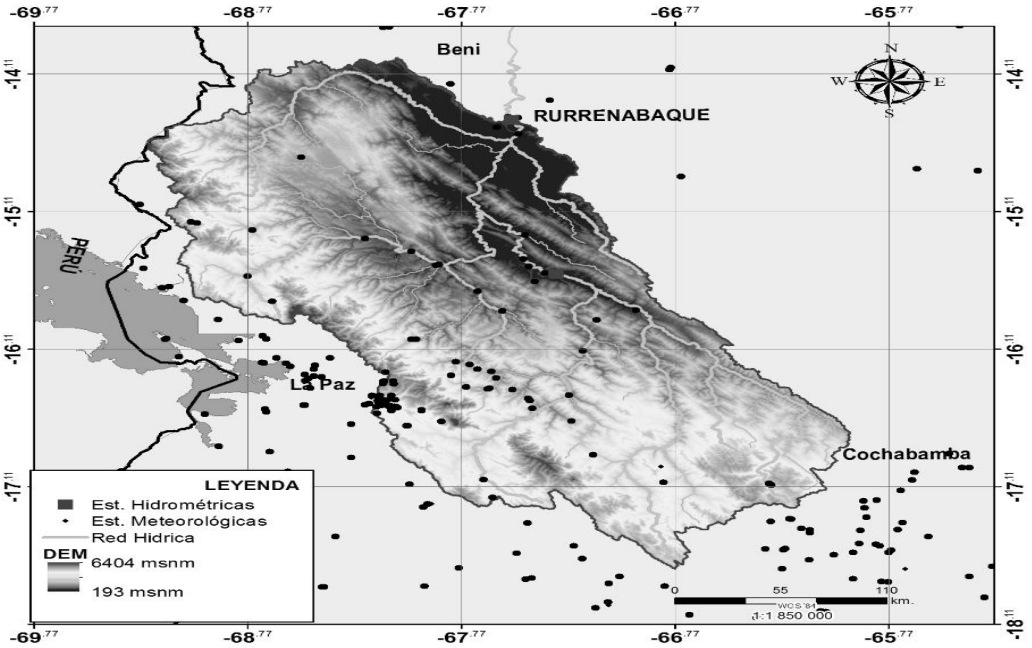


Figura 1.- Ubicaciones del área de estudio, estaciones pluviométricas e hidrométricas

a) Precipitación de Satélites Meteorológicos

La teledetección permite adquirir imágenes de la superficie terrestre desde sensores instalados en diferentes plataformas por intermedio de la interacción energética de la tierra, gracias a la energía solar o de un haz energético artificial o por emisión propia. La teledetección engloba solo los procesos que permiten obtener una imagen desde el aire o el espacio, (Chuvieco, 1995)

Los sensores geoestacionarios que operan en longitudes de onda del infrarrojo (IR), proporcionan información útil sobre tormentas identificándolas por su baja temperatura en el tope de la nube. En cambio, sensores de microondas (MW), comúnmente instalados en satélites de baja órbita, reflejan la distribución vertical de procesos hidrometeoros en la nube con baja frecuencia espacio temporal. En la actualidad se usan técnicas mixtas que combinan la mejor lluvia identificada por MW con la mayor frecuencia espacio temporal de las imágenes infrarrojas (S. Sorooshian, Kidd Hsu, X. Gao, HV Gupta, B.lmam, D. Braithwaite, 2010)

ANÁLISIS DE LA PRECIPITACIÓN DIARIA

Se realizó un análisis categórico o comparativo de los datos de la precipitación diaria, que consiste en afirmar la severidad o falsedad de los datos proporcionados por el satélite CHIRPS. El pronóstico categórico no contiene expresión para la incertidumbre. Este análisis se evalúa mediante tablas de contingencia (WGNE, WWRP, 2012)

La tabla de contingencia evalúa la lluvia histórica y la lluvia estimada del satélite y permite apreciar cuatro combinaciones: *acierto* (número de sucesos con ocurrencia de la lluvia y que están correctamente detectadas por el producto de satélite), *pérdida* (número de sucesos en que no hay ocurrencia de la lluvia pero el producto de satélite detecta ocurrencia), *falsa alarma* (número de sucesos en que hay ocurrencia de la lluvia pero el producto de satélite no detecta la lluvia) y *sin evento* (número de sucesos en que no hay lluvia y el producto de satélite tampoco detecta lluvia). Estos estadísticos son representativos del conjunto de datos y permiten evaluar la ocurrencia de la lluvia estimada de satélite por encima de un umbral.

En la Tabla 1 se aprecia la tabla de contingencia, la misma que evalúa la veracidad de la información presentada por el satélite CHIRPS.

Tabla 1.-Tabla de contingencia

		Eventos Observados		
		O_{SI}	**O_{NO}**	**Total**
Eventos Satélite	**S_{SI}**	a (Acierto)	b (Falsa Alarma)	a+b
	S_{NO}	c (Perdida)	d (No Evento)	c+d
	Total	a+b	d+b	Total

Donde:
a = Número de veces que el satélite registra lluvias y éste ocurrió. "Aciertos"
b = Número de veces que el satélite registra lluvias y éste no ocurrió. "Falsa Alarma"
c = Número de veces que el satélite no registra lluvias y éste sí ocurrió. "Perdidas"
d = Número de veces que el satélite no registra lluvias y éste tampoco ocurrió. "No Eventos"

Tabla 2.- Estadísticos de detección

Estadísticos	Ecuación		Rango	Óptimo	Valor estimado
Probabilidad de detección	$POD = \frac{a}{a+c}$	[1]	0-1	1	0.47
Ratio de falsas alarmas	$FAR = \frac{b}{a+b}$	[2]	0-1	0	0.49
Índice de éxito crítico	$CSI = \frac{a}{a+b+c}$	[3]	0-1	1	0.32
Porcentaje de estimaciones correctas	$PC = \frac{a+b}{a+b+c+d}$	[4]	0-1	1	0.73
Índice de frecuencia del sesgo	$FBIAS = \frac{a+b}{a+c}$	[5]	0-∞	1	0.94

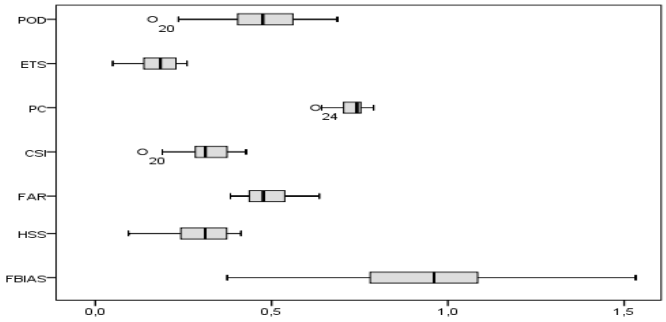


Figura 2.- Diagrama de cajas de los índices de detección

Del análisis de comparación o categórico entre los datos CHIRPS – SENAMHI, reportado en la tabla 2 y Figura 2, muestran que no presentan buena semejanza entre ambas fuentes de información debido a diversos factores tales como:

- La precipitación diaria registrada por SENAMHI tiene un desface en el tiempo en comparación a la información presentada por CHIRPS.
- Los reportes diarios por SENAMHI son realizados a horas 8 AM y reportados como lluvia del día anterior.
- No se cuenta con mediciones horarias para determinar la precipitación diaria y comparar con información de los datos de CHIRPS.

ANÁLISIS DE LA PRECIPITACIÓN MENSUAL

Se estimó la precipitación representativa para la cuenca de Rurrenabaque con los datos históricos observados y la información del satélite CHIRPS, comparando los resultados se puede apreciar una sobreestimación de la precipitación de CHIRPS, la comparación nuestra un coeficiente de determinación r^2 de 0.86, cuenta con una eficiencia de predicción de 0.84, un error medio absoluto de 18.75 mm, error absoluto medio relativo de 25.14 mm y un error de bias de -12.82 mm.

En la Figura 3 se muestra las precipitaciones representativas o areales para la cuenca de Rurrenabaque generado a partir de los datos observados y la información del satélite CHIRPS.

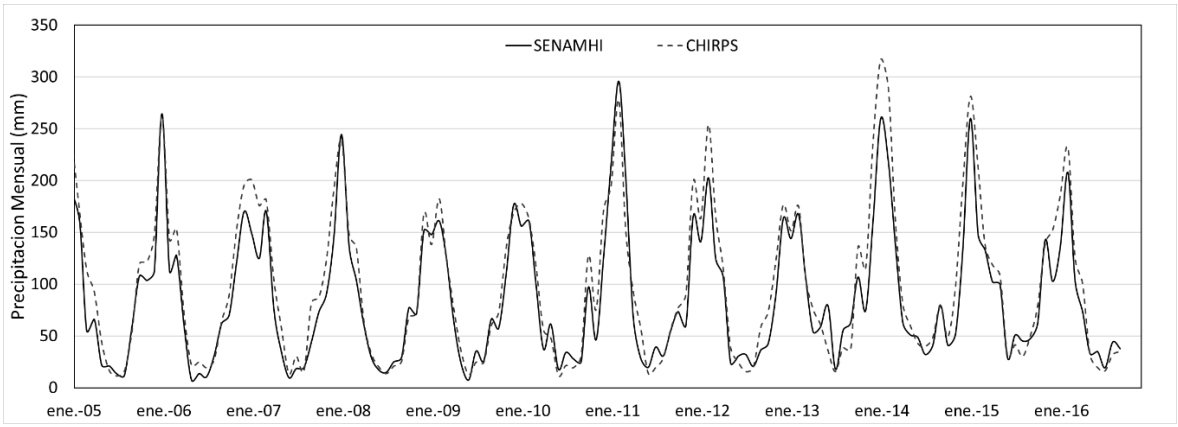


Figura 3.- Precipitaciones históricas - CHIRPS

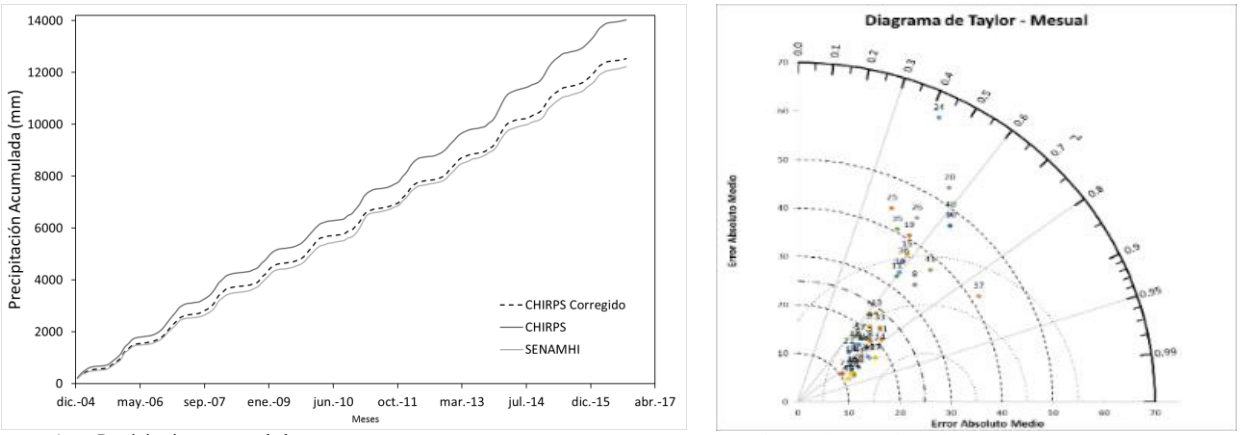
De la figura anterior se puede establecer una relación entre los datos observados y de la información del satélite CHIRPS el cual está dato por Pmm= 0.8592xCHIRPS con esta relación se podría disminuir la precipitación de CHIRPS en un 7.8% como promedio.

CORRECCIÓN DE LA PRECIPITACIÓN SATELITAL

Fusionado la información del satélite y los datos observados se realizó correcciones a los datos del satélite CHIRPS, las cuales se realizaron por intermedio de mapas de errores (bias), estos mapas fueron generados para cada mes utilizando herramientas geoestadísticas buscando el mejor ajuste entre las metodologías de interpolación tales como Kriging Ordinary e Inverse Distance Weighted (IDW), Para este fin se programó en base a plataforma R y python.

Para la interpolación por método de Kriging Ordinary la programación permitió ajustar y optimizar los parámetros del semivariograma y para el método de IDW ajustar el peso asignado para la interpolación. La mejor interpolación fue escogida comparando estadísticamente punto a punto entre los datos y mapa interpolado, finalmente el mapa es almacenado en una base de datos para su posterior uso.

En la Figura 4 a) se presentan las precipitaciones acumuladas de CHIRPS, CHIRPS corregido y SENAMHI b) Diagrama de Taylor



a) Precipitaciones acumuladas b) Diagrama de Taylor

Figura 4.- a) Precipitaciones acumuladas de CHIRPS, CHIRPS corregido y SENAMHI b) Diagrama de Taylor

SIMULACIÓN DE CAUDALES

Se utilizó el modelo Témez que simula procesos hidrológicos tal es la transformación lluvia caudal, que intervienen en el desarrollo de la escorrentía superficial de los cursos de agua. El proceso está precedido por el principio de continuidad o conservación de la masa y regulado por leyes específicas de reparto y transferencia entre los distintos términos de balance en el sistema.

En modelo necesita como insumos precipitación, evapotranspiración potencial, y parámetros físicos de la cuenca. Para su calibración, se cuenta con caudales a nivel diario desde enero de 2005 hasta septiembre 2016.

ANÁLISIS DE RESULTADOS

Mediante el modelo de transformación lluvia - caudal a nivel mensual se simularon caudales para 3 escenarios, el periodo de simulación fue de enero 2005 a septiembre 2016.

Escenario N°1

Para el primer escenario se calibro el modelo con los datos de lluvia registrados por SENAMHI, En la Figura 5 se presenta los resultados del modelamiento calibrado para el primer escenario, conjuntamente los caudales observados, donde se puede apreciar que el modelo subestima los caudales en temporada húmeda en varios periodos de lluvia, por ejemplo para los años hidrológicos entre 2005-2006, 2013-2014, 2014-2015, en época seca presenta un mejor comportamiento salvo las temporadas secas del 2006 y 2014.

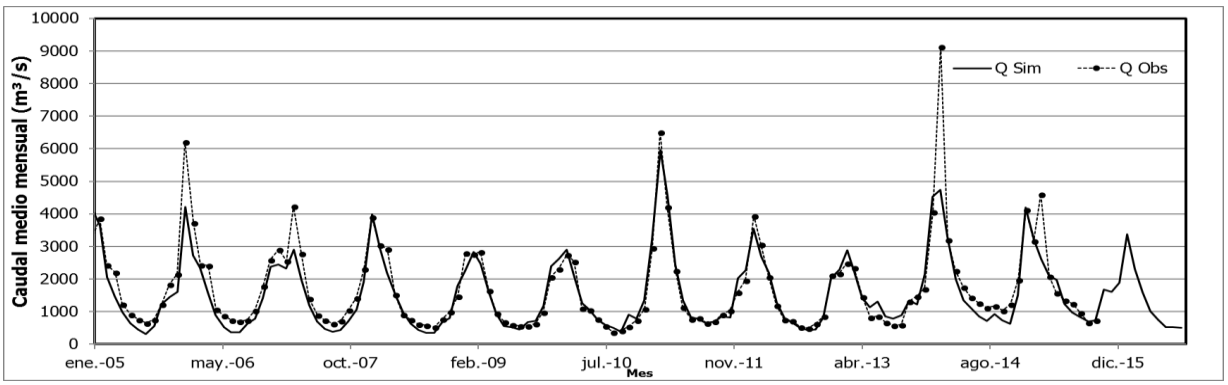


Figura 5.- Calibración del modelo Témez

Escenario N°2

En la Figura 6 se presenta los resultados del modelamiento para el segundo escenario conjuntamente los caudales observados, donde se puede apreciar que el modelo subestima los caudales en temporada húmeda y en época de estiaje, en varios periodos de lluvia entre los más notorios los periodos 2005-2006, 2013-2014, 2014-2015, en época seca presenta un mejor comportamiento salvo las temporadas secas del 2006, 2011, 2013 y 2014.

Escenario N°3

En la Figura 6 se presenta los resultados del modelamiento para él se escenario 3 conjuntamente los caudales observados, con relación a los anteriores escenarios se ve una mejora tanto para temporada húmeda y temporada de estiaje, no obstante, no alcanza los caudales máximos en temporada húmeda.

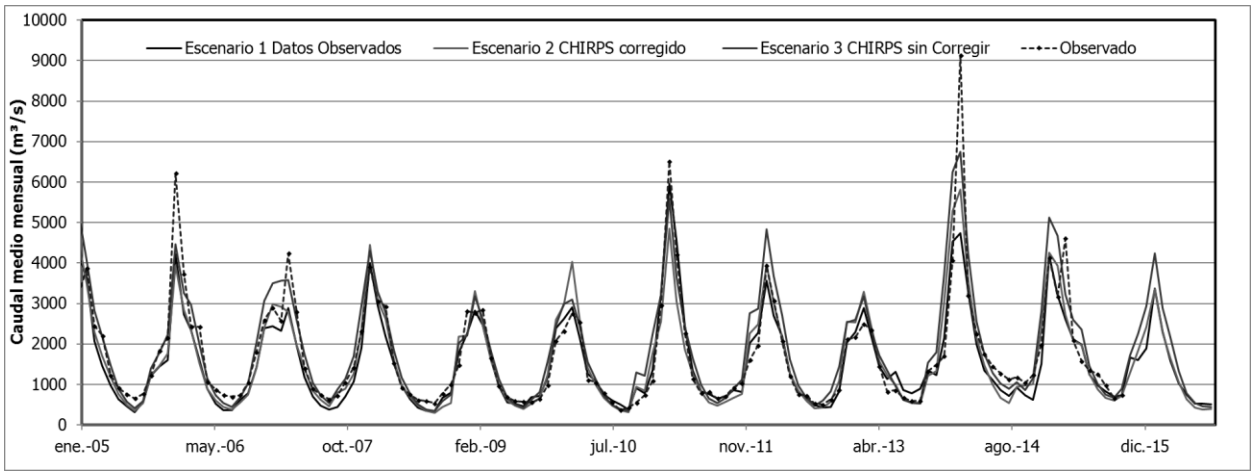


Figura 6.- Comparación de caudales simulados vs caudales observados - Escenario 1, 2 y 3

DISCUSIÓN

Analizando visualmente los caudales simulados tras la respuesta de los diferentes escenarios contemplados en el presente estudio, en promedio los tres modelos tienen un caudal medio que alcanza 1569, 1641 y 1900m³/s para los escenarios 1, 2 y 3 respectivamente, el error medio absoluto 316, 362, 388m³/s para los escenarios 1, 2 y 3, coeficiente de determinación de 0.84, 0.81 y .83 para los escenarios 1, 2 y 3 respectivamente, para el escenario 1 se tiene una eficiencia de predicción de 0.82 para el escenario 2 se tiene una eficiencia de predicción de 0.81y para el tercer escenario se tiene una eficiencia de predicción de 0.83.

Se puede concluir que realizando correcciones a los datos del satélite CHIRPS se puede obtener lluvias próximas a las observadas, si bien es cierto que utilizando la información del satélite CHIRPS sin realizar correcciones de ninguna naturaleza ayudan a predecir caudales mensuales, es conveniente que la información del satélite sea validada y corregida debido a la incertidumbre que pueda presentar.

En la Tabla 3 se presenta los resultados de las pruebas estadisticas realizadas al modelo para los tres escenarios.

Tabla 3.-Análisis comparativo de los escenarios 1, 2 y 3

Error contemplado		**Escenario 1**	**Escenario 2**	**Escenario 3**
Medio Pronosticado	Mf =	1569.30	1641.12	1900.97
Medio Observado	Mo =	1744.18	1744.18	1744.18
Desviación Media Relativa	RB=	-10.03	-5.91	8.99
Error Absoluto Medio	MAE=	316.48	362.07	388.36
Error Absoluto Medio Relativo	RMAE=	18.15	20.76	22.27
Coeficiente de	R^2 =	-10.38	-3.11	-7.44

Error contemplado		Escenario 1	Escenario 2	Escenario 3
Determinación				
Eficiencia de la Predicción	E_{F2}=	0.84	0.81	0.83
Error de Bias	BIAS=	174.8	103.06	-156.7

Realizando comparaciones entre los tres escenarios, se puede notar que la mayor eficiencia de predicción es 0.83 que corresponde al escenario 3, una causa puede ser el hecho que sobreestima las precipitaciones observadas, por ende representando mejor los caudales en temporada húmeda, ayudando a mejorar la calibración.

CONCLUSIONES

Según el análisis estadístico realizado para niveles diarios los datos de SENAMHI y la información del satélite CHIRPS no guardan relación en magnitudes, presentan coeficientes de determinación muy bajos que varían entre 0.08 a 0.17. Para niveles mensuales son aceptables los coeficientes de determinación varían entre 0.42 a 0.91, para los acumulados en todo el periodo analizado alcanza un coeficiente de determinación de 0.86.

De los análisis estadísticos realizados se puede concluir que la información del satélite CHIRPS a niveles mensuales sobreestima a los datos observados y registrados por SENAMHI, cuenta con un error absoluto medio MAE que varía de 10.5 a 64.83 con una media de 24.8, un error absoluto medio relativo RMAE que varía de 23 a 64.1 con una media de 40.3, un coeficiente de determinación de que varía de 0.42 a 0.91 con una media de 0.72, raíz referencial del error medio cuadrático RRMSE que varía de 0.32 a 1.05 con una media de 0.6, la eficiencia de predicción varia de 0.24 a 0.9 con una media de 0.65, un error de BIAS que varía de -31.7 a 48.15 con una media de -0.83.

Fusionado la información del satélite y los datos observados se realizó correcciones a los datos del satélite CHIRPS, los cuales se realizó por intermedio de mapas de errores, estos mapas fueron generados para cada mes, interpolando el error de bias de cada estación, en sitios donde no se cuente con datos meteorológicos no se podrá contar con correcciones de ninguna índole.

Como respuesta del modelo calibrado, se tiene caudales medio simulado que alcanzan a 1569, 1641 y 1900m³/s para los escenarios 1, 2 y 3 respectivamente, el error medio absoluto 316, 362 y 388m³/s, coeficiente de determinación de 0.84, 0.81 y .83, para el escenario 1 se tiene una eficiencia de predicción de 0.82 para el escenario 2 se tiene una eficiencia de predicción de 0.81 y para el tercer escenario se tiene una eficiencia de predicción de 0.80.

Para los años hidrológicos entre el 2005-2006 y 2013-2014, los caudales diarios son atípicos, muestran caudales muy por encima de la media, donde el modelo de transformación lluvia – escorrentía, no podría ajustar dichos caudales con los datos de precipitación de SENAMHI. En controversia, con la información proporcionada por CHIRPS para estos mismos periodos se tiene un mejor ajuste para el modelo.

Se pudo constatar que la información proporcionada por el Satélite CHIRPS es confiable a partir de escalas mensuales, realizando correcciones a los datos del satélite CHIRPS con datos observados se puede obtener una mejor distribución de la precipitación y mejores resultados en un modelo de transformación lluvia caudal.

Utilizando la información del satélite CHIRPS, sin realizar correcciones de ninguna naturaleza, se puede obtener buenos resultados en un modelo de transformación lluvia escorrentía.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Burrough, P.A. y McDonnell R.A. (1998). Principles of Geographical Information Systems. Oxford University Press. New York: Spatal Information and Geostatistics Series.

Castiblanco, C. y. (2002). Manejo y Análisis de Imágenes de Satélite Aplicadas en Estudios Hidrológicos de Cuencas Mediante el SIG-GRASS. . Bogota, Colombia: Universidad Nacional de Colombia.

Ceccato Pietro , Connor S., Dinku T., Kruczkiewicz A., Lessel J., Sweeney A., Thomson, M.C. (2017). Integrating remotely-sensed climate and environmental information .

Dimitrios Katsanos, A. R. (Mayo 2015). comparison of CHIRPS, TRMM, and E-OBS data is performed over the Mediterranean. Atenas, Greece: National Observatory of Athens.

Easterling, T. K. (2009). Las condiciones dimáticas extremas: revisión seleccionada y futuras lineas de investigación de Cambio Climatico. Mexico, Mexico: pp. 309-325. Obtenido de http:l/ezproxy.concytec.gob.pe:2067/1 0.1 023fa: 1 005436904097

Ebert EE, Janowiak JE, Kidd C. (2007). Comparison of near-real-time precipitation estimates from satellite observations and numerical models. Estados Unidos: Bulletin of the American Meteorological Society.

Ernesto Bastidas-Obando, Rutger Kassies, Steven Wonink y Maurits Voogt. (Agosto 2015). Sensores remotos y bases de datos meteorológicas para seguros climáticos paramétricos.

Funk Chris, Pete Peterson, Martin Landsfeld. (2015). The climate hazards infrared precipitation with stations - a new environmental record for monitoring Extremes. EEUU, EEUU: Scientific data.

Lavado, C. W. (2016). Comparación de productos satelitales de lluvia en Perú, (SENAMHI-Peru ed.). Lima, Peru: Revista científica SENAMHI.

María, J. G. (1998). Manual del Observador de Meteorología, Publicación del Instituto Nacional de Meteorología INM. 22 (SMN. Serie B ed.).

S. Sorooshian, Kidd Hsu, X. Gao, HV Gupta, B.lmam, D. Braithwaite. (2010). Evaluación de la atenuación de satélites del sistema PERSIAN de lluvia tropical, Bull Am Meteorogy.

U.S. Geological Survey. (Marzo 2015). A Quasi-Global Precipitation Time Series for Drought Monitoring (U.S. Geological Survey ed.). EEUU: U.S. Department of the Interior.

Wackernagel, H. (1994). Cokriging versus kriging in regionalized multivariate data analysis. Geoderma.

Waldo Lavado, Fiorela Vega, Carlos Fernandez, Adrian Huerta. (Setiembre 2016). Generando datos grillados de precipitación en el Perú, Peruvian Interpolated data of the SENAMHI's Climatological and hydrological Observations. (S. N. PERU, Ed.) Lima, Perú: XXVII Congreso Latino Americano de Hidráulica 2016.

WGNE, WWRP. (2012). Recommendations on the verification of local weather forecasts (Vol. Rev. 2). (J. W. Verification, Ed.) Reino Unido: WORLD METEOROLOGICAL ORGANIZATION, WORLD WEATHER RESEARCH PROGRAMME, Joint Working Group on Verification.

IAHR **AIIH**

XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA
BUENOS AIRES, ARGENTINA, SEPTIEMBRE DE 2018

ADECUACIÓN HIDRÁULICA DE UN TERRAPLÉN FERROVIARIO PARA UN EVENTO DE ALTA RECURRENCIA

Alejandro R. RUBERTO, Jorge V. PILAR y Marcelo J. M. GÓMEZ

Grupo de investigación del Departamento de Hidráulica, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional del Nordeste (UNNE). Av. Las Heras 727. (H3500COI) Resistencia, Chaco, Argentina
Correo-e: aleruberto44@yahoo.com.ar; jvpilar@gmail.com y mgichaco@yahoo.com.ar.

RESUMEN:

Se presenta un trabajo que aporta al entendimiento del comportamiento hidráulico del río Tapenagá en una sección del terraplén ferroviario ubicado entre las localidades de Charadai y Cote Lai en la provincia del Chaco, Argentina, de la cual fue posible reconstituir la máxima creciente conocida.
Para ello se realizó una modelación hidrológica – hidráulica del sistema hídrico en esa sección y se simuló su comportamiento durante la creciente extraordinaria de 1986 de 254m^3/s de caudal máximo, con buena precisión, siendo que en esa oportunidad el agua superó el coronamiento del terraplén ferroviario.
Se verificó, también, el efecto hidráulico de la construcción, posterior a 1986, de un canal que desagua aguas arriba del mencionado terraplén, con caudal de diseño de 28m^3/s.
El modelo calibrado permitió realizar propuestas de adecuación hidráulica del terraplén ferroviario, para evitar su anegamiento y disminuir las velocidades de escurrimiento, potencialmente erosivas. Concretamente, se sugirió la ampliación de la luz del puente sobre el río Tapenagá pasando de una luz inicial de 20m a otra de 40m en el cauce principal y su zona de desborde.

ABSTRACT:

This paper contributes to understanding of the hydraulic behaviour of Tapenagá River in a railroad embankment, located between Charadai and Cot Lai localities, at Tapenagá Department, in Chaco province, Argentina, is presented, from which it was possible to reconstruct the known flood maximum.
An hydrologic-hydraulic modelling was done at that section and its behaviour was simulted during the extraordinary flood of 1986 of 8,969.93cfs with a very good precision. In that oportunity the water exceeded the railroad embankment.
Was also verified the hydraulic effect of the construction, after 1986, of a canal that feeds upstream of said embankment, with design flow 988.8cfs.
According to this study our proposal is to enlarge the light of the railroad bridge, to avoid the flood and minimize erosion velocities at the embankment going of 65.62 foot to 131.23 in the principal channel and it´s overflow zone.

PALABRAS CLAVES: adecuación hidráulica, río Tapenagá, Sistema Hidrológico No Típico, modelación.

KEYWORDS: hydraulic adequacy, Tapenagá River, Non Hydrologycal Typical System, modeling.

INTRODUCCIÓN

El Tapenagá es un río que escurre por una llanura con baja energía de relieve, lo que configura un clásico "Sistema Hidrológico No Típico" (SHNT) (Fertonani et al., 1983) y su cuenca baja se desarrolla al sur de la provincia del Chaco con una pequeña parte de ella ingresando en la provincia de Santa Fe.

Su cuenca no cuenta con una red de estaciones de aforo por lo que no hay registros históricos suficientemente extensos, ni confiables (Ruberto et al., 2013).

Para el presente trabajo se estudió un tramo de terraplén ferroviario del ex FFCC Belgrano, ubicado entre las estaciones de Charadai y Cote Lai, en las localidades homónimas, todas dentro del Departamento Tapenagá, Chaco.

El área de aporte de este SHNT hasta el terraplén ferroviario, es del orden de 3.930km^2, provenientes de las subcuencas media y alta, siendo el uso del suelo predominantemente pecuario (figura 1).

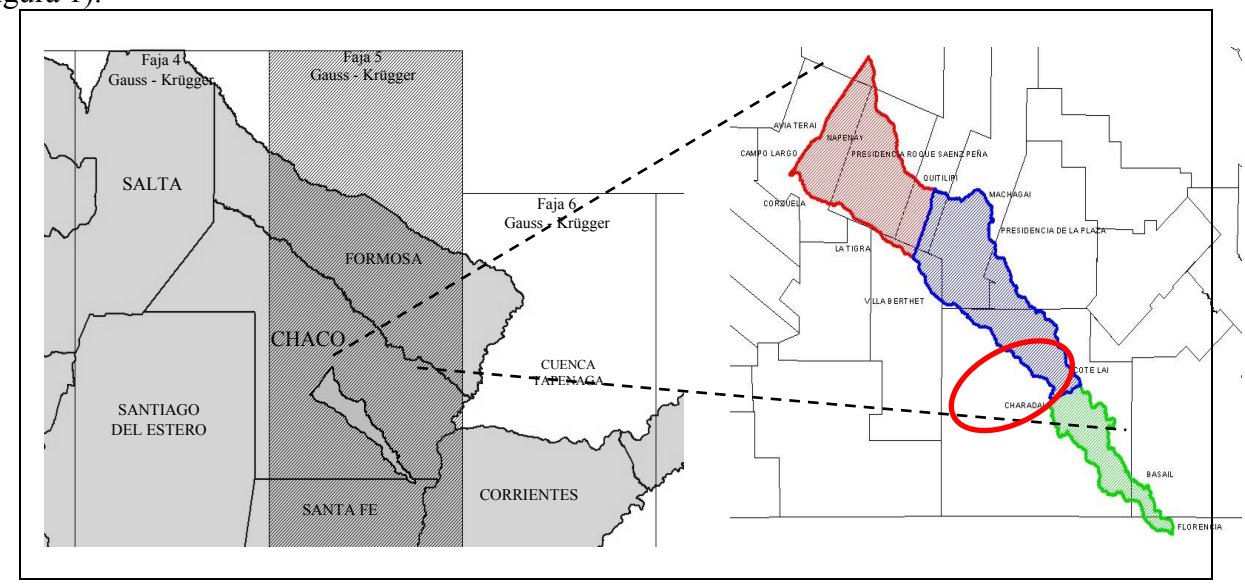


Figura 1.- Ubicación de la zona de estudio (fuente: Valiente, 2004).

En la figura 2 se presenta un esquema de la hidrodinámica superficial en la zona del cruce del terraplén ferroviario sobre el cauce del río Tapenagá y obras complementarias. En ese esquema se indican curvas de nivel, en cotas IGN.

El terraplén del ferrocarril atraviesa el valle de la cuenca del río en un ancho de poco más de 8.000m. Sobre dicho terraplén se ubica un puente principal de 20m de luz, más un aliviadero de 5,7m de extensión. Además, existen otras cuatro obras de arte sobre margen izquierda, en una zona de bañados.

Las características geométricas de las obras de arte mencionadas se presentan en la tabla 1:

Tabla 1.- Características geométricas de las obras de arte.

Progresiva (km)	Luz (m)	H (m)	Cota dintel (IGN)	Cota riel (IGN)	Cota terreno natural (IGN)	Observaciones
476,945	5,70	2,40	62,47	63,32	61,50	Aliviador
477,018	19,40	3,50	62,34	63,30	59,75	río Tapenagá
480,636	9,80	2,20	61,16	62,25	60,25	Bañado
482,521	3,80	1,20	61,68	62,25	60,85	Bañado
483,120	3,60	1,20	61,78	62,37	61,13	Bañado
483,622	3,90	1,00	61,71	62,30	61,17	Bañado

Aguas arriba del terraplén ferroviario, a una distancia de 10km, actualmente descarga el canal principal del "Tramo I" del proyecto Línea Tapenagá de los Bajos Submeridionales, cuyo caudal de diseño es 28m^3/s (figura 2).

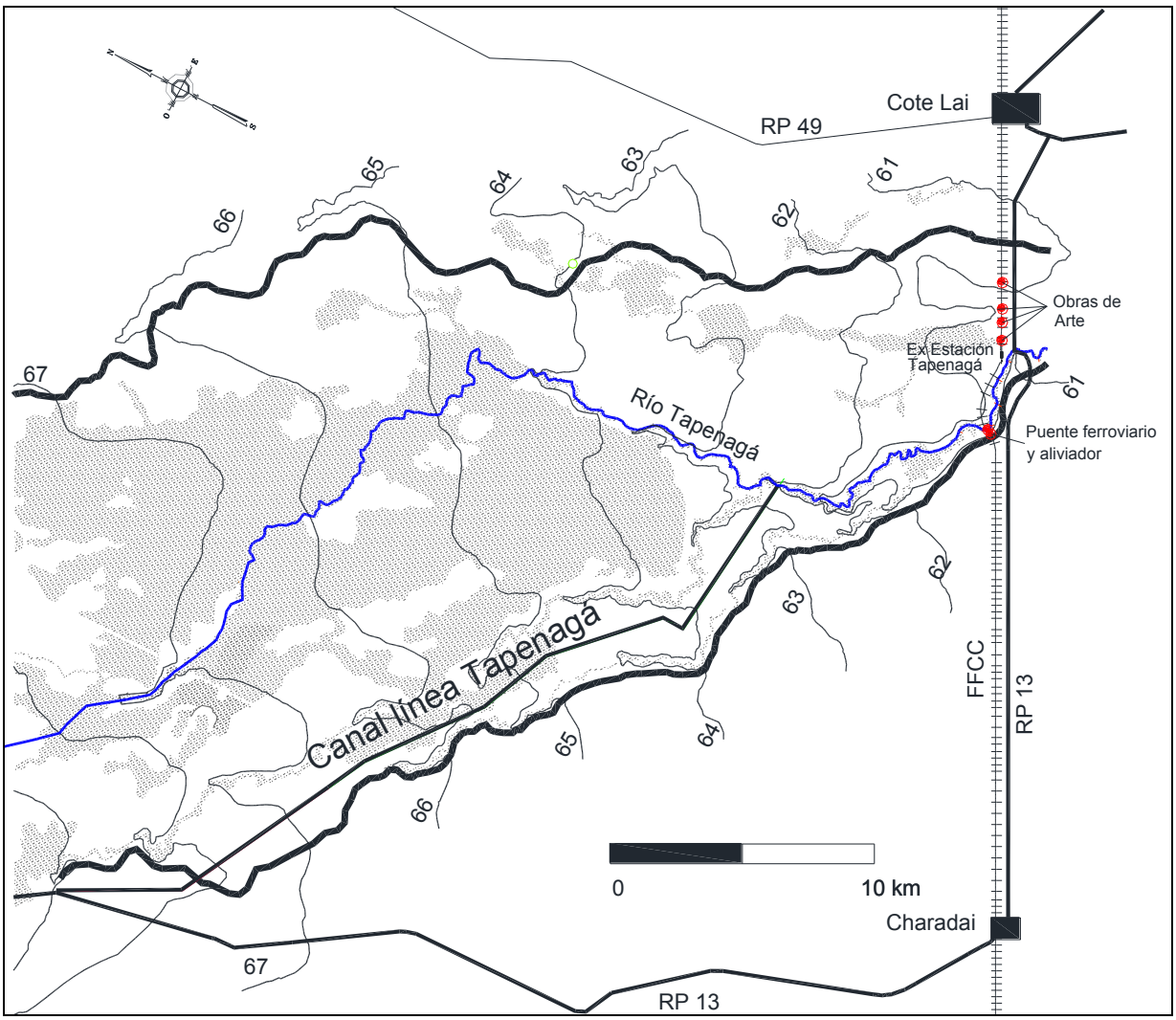


Figura 2.- Cruce del terraplén ferroviario y el río Tapenagá (fuente: elaboración propia).

En 1986, previo a la construcción del canal antes mencionado, ocurrió una creciente extraordinaria (máxima observada hasta el presente), durante la cual el nivel del agua superó el del riel ferroviario en aproximadamente 20cm a la altura de la ex estación Tapenagá, según datos recabados en el ex FFCC General Belgrano (Alegre et al., 2001).

Por tal motivo, se hizo necesario conocer el comportamiento hidrológico - hidráulico del sistema, para el nuevo escenario, que incluye la descarga del canal antes mencionado.

OBJETIVOS

La construcción de los canales de la Línea Tapenagá, especialmente su canal principal, potenciaría situaciones críticas como la observada en el río Tapenagá en 1986, que según los estudios estadísticos realizados para este trabajo presenta una recurrencia del orden de 30 años, según caudal (Alegre, et al., 2001).

Por tal motivo se realizó la adecuación hidráulica, incluyendo la descarga del canal principal del proyecto canalización de la Línea Tapenagá, para el entendimiento del comportamiento hidrológico-hidráulico del escenario con las obras de arte en el terraplén ferroviario.

METODOLOGÍA

Modelación del sistema

Primeramente, se analizaron estadísticamente los registros hidrométricos existentes, para asignar recurrencias a distintos eventos. Se adoptó la distribución Pearson III que presentó el menor error cuadrático medio de frecuencia y de la variable (Alegre et al., 2001).

Según esos estudios estadísticos, la recurrencia de la inundación de 1986 fue de 30 años, según caudal, además se determinó el caudal de 50 años de tiempo de recurrencia, compatible con los requerimientos de adecuación hidráulica de la infraestructura afectada (Alegre, et al., 2001).

Para la modelación y simulaciones hidrológicas e hidráulicas se utilizó el programa HEC-RAS (River Analysis System), desarrollado por el U.S. Army Corp of Engineers.

El HEC-RAS es de uso libre y gratuito y permite realizar cálculos hidráulicos unidimensionales en redes de canales, tanto en régimen permanente como impermanente. En este trabajo las simulaciones se realizaron en régimen permanente y subcrítico.

Ese programa necesita como datos de entrada información topográfica y geométrica de la red de canales, las características hidráulicas de los mismos, además del caudal que escurre en régimen permanente. Admite la posibilidad de interponer puentes, alcantarillas, vertederos y otras obras de arte, aisladas o agrupadas.

Se utilizaron datos provenientes de relevamientos topobatimétricos, mediciones in situ de las obras de arte y altimetrías del terraplén.

Se simularon por separado el puente principal con su aliviador y las cuatro obras de arte localizadas en margen izquierdo como otro subsistema (figura 2). La igualdad del nivel del pelo de agua en ambos subsistemas fue la condición de borde utilizada en las simulaciones.

Contexto de calibración

Para calibrar la modelación se utilizó la crecida del 15 de abril de 1986, máxima registrada en esa sección. En dicha crecida se registró un nivel, aguas abajo del terraplén, de 61,75m IGN y se aforó un caudal de 83,8m^3/s (APA), luego de producido el caudal pico.

La cota de máxima creciente del mismo evento sobrepasó el nivel del riel 20cm en promedio, en el sector de la ex Estación Tapenagá, siendo la cota alcanzada de 62,30m IGN.

En ese evento, aguas abajo del terraplén ferroviario, se formó un espejo de agua que funcionó como un embalse, pero manteniendo el escurrimiento, estimándose su nivel en cota 61,90m IGN, que se adoptó como condición de contorno.

Conocidas las cotas aguas arriba y aguas abajo del terraplén del ferrocarril para el evento en cuestión y con los perfiles correspondientes al puente ferroviario y su alcantarilla aliviadora de 5,7m de luz, se estimó el caudal que podría haber escurrido por esa sección y que compatibilizara las condiciones de borde mencionadas. El caudal obtenido fue 240m^3/s, repartidos de la siguiente manera: 225,7m^3/s para el puente principal y 14,3m^3/s para la alcantarilla aliviadora.

Según la simulación realizada, la cota del pelo de agua no llegó a tocar el fondo de las vigas del puente (a cota 62,34m IGN), lo que coincide con lo ocurrido en esa oportunidad.

Simultáneamente, para la misma condición de borde de aguas arriba y tomando como condición de borde de aguas abajo una cota de 61,75m IGN, se simuló el comportamiento de las cuatro obras de arte ubicadas hacia la margen izquierda del valle (en una zona de bañados), obteniéndose como caudal escurrido 73m^3/s, repartidos de la siguiente manera: 53,2m^3/s en la obra de arte de progresiva kilométrica 480,636, con velocidad media a la salida de 1,37m/s; 6,4m^3/s en la siguiente; 6,5m^3/s la otra y 6,9m^3/s la restante; en las tres últimas las velocidades calculadas fueron inferiores a 1m/s.

Como la velocidad máxima estimada por la simulación para la sección del puente principal fue de 2,78m/s, y dado que debería considerarse como una situación real la descarga del canal de la Línea Tapenagá de Bajos Submeridionales, de 28m^3/s (caudal de proyecto), la situación crítica observada en 1986 empeoraría. Por tal motivo, se verificó el efecto que tendría la ampliación del puente principal, duplicando su luz de 20m a dos luces de 20m cada una, separadas por una pila central.

RESULTADOS

- En relación al evento de 1986

Para tener una idea de los beneficios que se obtendrían con la ampliación de la luz del puente a 40m de longitud, se simuló el escurrimiento de la crecida de 1986 para la misma. Se determinó que, en caso de repetirse dicho evento el nuevo caudal sería de 254,5m^3/s y el escurrimiento se daría de la siguiente forma: 244m^3/s por el puente principal y 10,5m^3/s por su aliviador. Las velocidades medias en ambas secciones serían 1,49 y 0,76m/s, respectivamente.

Por la batería de las cuatro obras de arte ubicadas en margen izquierda escurrirían 58,5m^3/s, según la siguiente distribución: 43,5; 4,8; 4,9 y 5,3m^3/s. La velocidad máxima para la obra de arte de 9,8m de luz se reduciría de 1,37m/s a 1,19m/s y las que se tendrían en las otras tres, superarían levemente los 0,80m/s.

Con respecto al nivel del agua, disminuiría aguas arriba del terraplén, de 62,3 a 62,1m IGN, con lo cual no ocurriría anegamiento del riel, considerando la ampliación del puente principal a 40m de luz.

Finalmente, se simuló y verificó el comportamiento del puente con luz ampliada teniendo en cuenta la crecida de 1986, incrementada con la descarga del canal de Línea Tapenagá (28m^3/s), totalizando un caudal de 279m^3/s escurriendo por el puente principal y su aliviador.

Para esta situación se obtuvo que por el puente principal escurrirían 268,5m^3/s y por el aliviador 10,5m^3/s, con velocidades medias de 1,63m/s y 0,74m/s, respectivamente. La cota que alcanzaría el agua en el borde de aguas arriba del terraplén ferroviario sería 62,16m IGN, que produciría un leve anegamiento del mismo (solo 3cm).

En esa misma situación, el sistema de obras de arte de margen izquierda erogaría 58,5m^3/s según el siguiente detalle: 43,53; 4,76; 4,95 y 5,26m^3/s, todas (salvo la alcantarilla 1) con velocidades no superiores a 0,83m/s.

Es de destacar el efecto "llamador" de la ampliación de la luz del puente principal, aliviando las obras de arte de margen izquierda, concentrando el flujo hacia el cauce principal del río y disminuyendo las velocidades en todas las obras de arte, inclusive en el propio puente.

- En relación a un evento de 50 años de tiempo de recurrencia

Se simuló el efecto que tendría una crecida con un caudal de 293,7m^3/s, correspondiente a una recurrencia de 50 años, teniendo en cuenta la luz ampliada del puente principal.

Ese efecto es la elevación del pelo de agua en el borde de aguas arriba del terraplén ferroviario a 62,3m IGN, inferior a la cota del fondo de viga del puente principal, que es 62,34m IGN. La velocidad de escurrimiento en el puente principal sería 1,65m/s.

Por su parte, el caudal que escurriría por las obras de arte de margen izquierda, compatible con la cota de aguas arriba 62,30m IGN, sería 69m^3/s. La velocidad en la obra de arte de 9,80m de luz sería 1,27m/s, mientras que en las otras tres no se superaría 1m/s.

Se simuló, además, el efecto que produciría la ocurrencia simultánea de ese mismo evento de 50 años de recurrencia, más la descarga del caudal de diseño del canal de la Línea Paraná del Proyecto de Bajos Submeridionales.

Para esta última situación, la cota que alcanzaría el agua en el borde de aguas arriba del terraplén ferroviario sería 62,33m IGN, inferior a los 62,34m IGN del fondo de viga del puente principal. El caudal que escurriría por el río sería 285m^3/s (274,4m^3/s por el puente principal y 10,6m^3/s por el aliviadero lateral), mientras que por las obras de arte de margen izquierda escurrirían, en total, 71,50m3/s.

Las máximas velocidades se darían en el puente principal (2,05m/s) y en la obra de arte de 9,80m de luz (1,31m/s); las velocidades en las otras alcantarillas serían inferiores a 1m/s.

- Resumen de resultados

En las siguientes tablas se presentan los resultados de las simulaciones realizadas, según el siguiente detalle:

En tabla 2 la situación original de las obras de arte, para el evento de 1986; en tabla 3 a todas las obras de arte más el puente principal con luz ampliada para el evento de 1986 y para ese evento, más la descarga del canal de la Línea Tapenagá y en tabla 4 todas las obras de arte, más el puente con luz ampliada para un caudal de 50 años de tiempo de recurrencia y para dicho caudal, más la descarga del canal de la Línea Tapenagá.

Tabla 2.- Situación original.

		Aliviador	Puente	Alcant. 1	Alcant. 2	Alcant. 3	Alcant. 4
	Progresivas del FFCC (km)	476,945	477,018	480,636	482,521	483,120	483,622
Evento del 15 de abril de 1986	**Cota aguas arriba (m, IGN)**	62,30					
	Cota aguas abajo (m, IGN)	61,90		61,75			
	Caudal parcial (m^3/s)	14,26	225,74	53,19	6,39	6,53	6,90
	Caudal total (m^3/s)	313,01					
	Velocidad media (m/s)	0,96	2,78	1,37	0,75	0,80	0,93

Tabla 3.- Situación con puente sobre río Tapenagá con luz ampliada.

		Aliviador	Puente	Alcant. 1	Alcant. 2	Alcant. 3	Alcant. 4
	Progresivas del FFCC (km)	476,945	477,018	480,636	482,521	483,120	483,622
Evento de abril de 1986	**Cota aguas arriba (m IGN)**	62,11					
	Cota aguas abajo (m IGN)	61,90		61,75			
	Caudal (m^3/s)	10,48	244,02	43,53	4,76	4,95	5,26
	Velocidad media (m/s)	0,76	1,49	1,19	0,63	0,69	0,81
Evento de abril de 1986, más la descarga del canal	**Cota aguas arriba (m, IGN)**	62,16					
	Cota aguas abajo (m, IGN)	61,90		61,75			
	Caudal (m^3/s)	10,48	268,52	45,99	5,10	5,29	5,62
	Velocidad media (m/s)	0,74	1,63	1,24	0,66	0,72	0,83

Tabla 4.- Situación con puente con luz ampliada, caudal de 50 años de tiempo de recurrencia y para dicho caudal más la descarga del canal de la Línea Tapenagá.

		Aliviador	Puente	Alcant. 1	Alcant. 2	Alcant. 3	Alcant. 4
	Progresivas del FFCC (km)	476,945	477,018	480,636	482,521	483,120	483,622
Q_{50}= 293,70 (m^3/s)	**Cota aguas arriba (m IGN)**	62,30					
	Cota aguas abajo (m IGN)	62,05		61,90			
	Caudal (m^3/s)	11,05	282,65	49,44	6,28	6,43	6,85
	Velocidad media (m/s)	0,74	1,65	1,27	0,74	0,80	0,92
Q_{50} más la descarga de canal	**Cota aguas arriba (m IGN) IGM)**	62,33					
	Cota aguas abajo (m IGN)	62,05		61,90			
	Caudal (m^3/s)	10,63	274,38	51,17	6,53	6,68	7,11
	Velocidad media (m/s)	0,86	2,05	1,31	0,76	0,81	0,94

Otras intervenciones evaluadas

Para reducir la cota que alcanzaría el agua en el borde aguas arriba del terraplén ferroviario, para un evento similar al de 1986, se evaluaron, además de la ampliación de la luz del puente de 20 a 40m, ya descripta, el efecto que tendría ampliar esta luz a 60 y 80m. Los resultados de estos aumentos de luz se muestran en la tabla 5.

Tabla 5.- Diferentes luces evaluadas.

Luz	Cota aguas arriba (m IGN)	Caudal (m^3/s) (*)	Velocidad media en el puente principal (m/s)	Sección mojada del puente principal (m^2)	Caudal en el puente principal (m^3/s)
Actual: 20m	62,30	240,0	3,16	71,5	225,7
40m	62,11	254,5	1,83	133,6	244,0
60m	62,06	258,5	1,41	177,6	249,8
80m	62,04	260,5	1,22	207,7	252,8

(*) *El caudal corresponde a lo erogado por el puente principal y su aliviadero de 5,7m.*

Se puede observar que desde el punto de vista hidráulico cualquier incremento de la luz del puente principal por sobre los 40m tendrá un efecto prácticamente inocuo pues dicho incremento de luz se comportará hidráulicamente como aliviador por estar saliéndose del cauce principal del río.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En relación al evento de 1986

Se consiguió simular el funcionamiento del sistema para la creciente extraordinaria y de alta recurrencia de 1986, con el pico máximo registrado de 61,75m IGN, con buena precisión.

Se comprobó y verificó, para ese evento, que ampliando la luz del puente de 20m a 40m (quedarían dos luces de 20m), el efecto sería la disminución de la cota aguas arriba del terraplén ferroviario, con lo cual se evitaría que el nivel de agua supere al de los rieles.

Se verificó, también, que con el puente con 40m de luz, más el aporte de los $28m^3/s$ del canal del proyecto Línea Tapenagá de los Bajos Submeridionales, la cota del agua en el borde de aguas arriba del terraplén ferroviario aumentaría 5cm, alcanzando cota 62,16m IGN, con lo cual se estaría 3cm por arriba de la cota mínima del riel.

Tomando como referencia el evento de 1986, el aumento de la luz del puente principal traería como consecuencia la disminución de las velocidades de 2,78 a 1,49m/s. Para las cuatro obras de arte de margen izquierdo no se observarían velocidades superiores a 1,19m/s.

En relación al evento con caudal de 50 años de tiempo de recurrencia

La cota que alcanzaría el agua en el borde de aguas arriba del terraplén ferroviario, para el caso que la luz del puente principal sea ampliada a 40m, sería 62,30m IGN, inferior en 4cm a la cota del fondo de viga del puente actual (62,34m IGN).

El efecto que provocaría el agregado de la descarga del canal de la Línea Tapenagá sería la elevación de esa cota a 62,33m, todavía por debajo de la cota del fondo de viga del puente principal.

Se propone el levantamiento de la rasante del riel a cota 62,63m IGN, valor que surge de sumar 0,30m a los 62,33m de la crecida con caudal de 50 años de tiempo de recurrencia incrementada con la descarga del canal de la Línea Tapenagá.

No se recomienda una ampliación de la luz del puente principal a más de 40m, pues se verificó que mayores ampliaciones no introducirían mejoras en el nivel del pelo de agua ni en las velocidades de escurrimiento.

Agradecimientos

A la memoria del Ingeniero Mario A. Alegre que nos encomendó y alentó en la realización de este trabajo.

REFERENCIAS

Alegre, Mario; Ruberto, A.; Pilar, J. (2001). "Adecuación hidráulica del cruce ferroviario sobre el río Tapenagá – Chaco". Trabajo de consultoría para la Administración Provincial del Agua del Chaco, Resistencia, Argentina.

APA - *Administración Provincial del Agua, provincia del Chaco. Anales varios. Datos de aforos de*

la cuenca del río Tapenagá de diversos años. Resistencia, Chaco, Argentina.

Fertonani, Miguel y Prendes, H. (1983). "Hidrología en áreas de llanura. Aspectos conceptuales teóricos y metodológicos". Olavarría, Argentina. p.120 a 156. Actas del Coloquio de Hidrología de Grandes Llanuras. Olavarría. ISBN: 950-9416-00-2.

Ruberto, Alejandro; Depettris, C., Pilar, J.; Ramos, R.; Mentasti, C. (2013). "Coeficientes de ajuste de hidrogramas sintéticos en ríos de llanura – método de Snyder – río Tapenagá – Chaco". XXIV Congreso Nacional del Agua 2013. San Juan, Argentina. ISSN: 1853-7685.

Valiente, Miguel (2004). "Evaluación de áreas de riesgo – Chaco". Trabajo de consultoría para el Proyecto de saneamiento hídrico y desarrollo productivo de la línea Tapenagá. Ministerio de la Producción, provincia del Chaco.