IAHR
AIRH

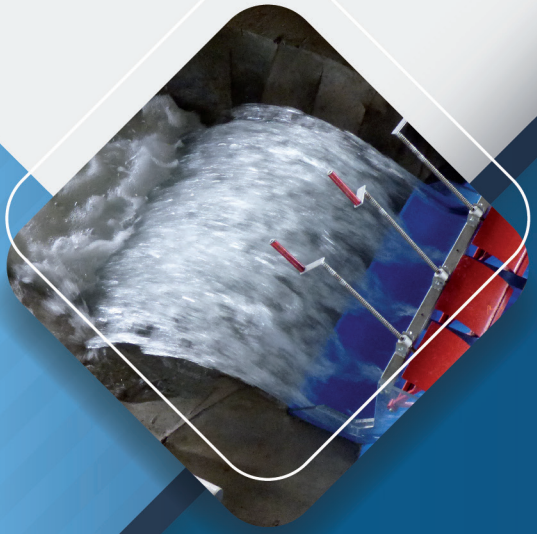
Hosted by
Spain Water
and IWHR, China

XXVIII Congreso Latinoamericano de

HIDRÁULICA

18 AL 21 DE SEPTIEMBRE DE 2018 | BUENOS AIRES, ARGENTINA









Trabajos COMPLETOS

INA Instituto Nacional del Agua

Secretaría de Infraestructura
y Política Hídrica

Ministerio del Interior,
Obras Públicas y Vivienda
Presidencia de la Nación

XXVIII Congreso Latinoamericano de

HIDRÁULICA

Trabajos
COMPLETOS

EDITORES
Emilio Lecertúa
María Cecilia Lopardo
Ángel Menéndez
Pablo Spalletti

18 AL 21 DE SEPTIEMBRE DE 2018
Buenos Aires | Argentina

XXVIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica 2018
TRABAJOS COMPLETOS

EDITORES
Emilio Lecertúa
María Cecilia Lopardo
Ángel Menéndez
Pablo Spalletti

DISEÑO GRÁFICO Y COMPAGINACIÓN
Lorena Vago

COMITÉ EDITORIAL
Leticia Castro
Julieta Bernal
Mayra Morale
Nicolás Ortiz
Micaela Vullo

REVISORES TRABAJOS COMPLETOS
Daniel Barrionuevo
José Casado
Ramiro Días Ruiz
Sandra Flores
Rocío González Riva
Luciano Hergenreder
María Fernanda Lopolito
María Cecilia Lopardo
Ignacio Marmonti
Martín Irigoyen
Micaela Zuriano

XXVIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica: trabajos completos; contribuciones de Lorena Mariel Vago; dirigido por María Cecilia Lopardo; editado por Emilio Lecertua.- 1a ed.- Ezeiza: Instituto Nacional del Agua, 2018.
Libro digital, PDF

Archivo Digital: descarga y online
ISBN 978-987-45194-7-4

1. Ingeniería Hidráulica. 2. Hidrología. I. Vago, Lorena Mariel, colab. II. Lopardo, María Cecilia, dir. III. Lecertua, Emilio, ed.
CDD 627

El presente contenido: texto y figuras de los trabajos completos, son propiedad exclusiva de los autores.

Producido y hecho en el Argentina.

PRÓLOGO

La **Secretaría de Infraestructura y Política Hídrica** y el **Instituto Nacional del Agua**, con el apoyo de las **Universidades Nacionales** con mayor trayectoria en hidráulica y recursos hídricos del país, tienen el placer de brindar la más cordial bienvenida a los participantes de este **XXVIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica**, que ha fijado su sede en la ciudad de Buenos Aires, capital de la República Argentina.

Estos congresos corresponden a la División Latinoamericana de la **IAHR (Asociación Internacional de Ingeniería e Investigación Hidroambiental)**, fundada en 1935, que es una organización mundial independiente de ingenieros y especialistas en temas del agua que trabajan en campos relacionados con las ciencias del agua y el ambiente, así como su aplicación práctica, cubriendo aspectos que abarcan desde la hidráulica fluvial y marítima hasta el desarrollo de recursos hídricos y la ecohidráulica, pasando por la ingeniería de hielos, la hidroinformática, la hidrología, la educación continua y la capacitación técnica.

Nuestra División, creada en 1960, es la más antigua de la Asociación Internacional, trascendiendo particularmente a través de estos prestigiosos congresos bianuales que se vienen desarrollando en forma ininterrumpida desde el "congreso cero" en 1962 hasta este vigésimo octavo, cubriendo la mayor parte de la geografía de América Latina. Así es que los Congresos Latinoamericanos de Hidráulica se han constituido en el evento más importante de intercambio para la comunidad científico-técnica que trabaja en el ámbito de la ingeniería hidráulica en nuestra región iberoamericana.

En esta oportunidad nuevamente se ha efectuado una amplia convocatoria a investigadores, proyectistas y otras especialidades afines a la hidráulica y el ambiente, a exponer sus experiencias con el objeto de lograr un uso más racional del agua.

Por otra parte, la temática del Congreso atraviesa los cuatro ejes de la política hídrica que la **Secretaría de Infraestructura y Política Hídrica de la República Argentina** ha planteado en su **Plan Nacional del Agua**, para dar respuesta efectiva al acceso al agua potable y saneamiento, al agua para la producción, a la adaptación a los extremos climáticos y al desarrollo de aprovechamientos multipropósito generando energías limpias y renovables.

La presente es la cuarta vez que Argentina es país sede, tras los años 1968, 1984 y 2000, correspondiendo a la ciudad de Buenos Aires ser la anfitriona. En esta oportunidad el Congreso se desarrolla en los Auditorios de la UCA (Universidad Católica Argentina) de la ciudad de Buenos Aires, en la zona de Puerto Madero.

Para quienes nos visitan de países hermanos es oportuno mencionar que esta capital del hemisferio sur cuenta con una vasta oferta científica y tecnológica y una intensa vida social y cultural, que esperamos pueda resultar un complemento agradable para su estadía en Buenos Aires, sin alterar la asistencia a nuestras sesiones técnicas.

El Comité Organizador aspira a que este evento sea tan exitoso como los precedentes, en los que siempre se han ido incrementando en cantidad y calidad los trabajos presentados, así como el número de asistentes, y cuyos resultados han sido de utilidad tanto para la comunidad de investigadores como para los profesionales de la ingeniería hidráulica de la región.

Comité Organizador

SPONSORS

ENTIDAD BINACIONAL YACYRETA

MACCAFERRI

coripa s.a.

ORSEP
Organismo Regulador de Seguridad de Presas

COREBE
Comisión Regional del Río Bermejo

salto grande
Argentina-Uruguay

EVARSA

CARU
Comisión Administradora del Río Uruguay

INMAC
INNOVACIÓN
EN OBRAS SUSTENTABLES

aysa

AUSPICIANTES

Buenos Aires Ciudad

@travel Buenos Aires

ViviArgentina
Ministerio de Turismo

TRANSPORTADOR OFICIAL

Aerolíneas Argentinas

MIEMBROS DEL COMITÉ REGIONAL IAHR-LAD

PRESIDENTE	José N. De Piércola Canales	Perú
VICEPRESIDENTE	Pablo Spalletti	Argentina
SECRETARIO PERMANENTE	Héctor Daniel Farías	Argentina
MIEMBROS	José Gilberto Delfre Filho	Brasil
	Mónica Fosatti	Uruguay
	Jorge Gironás León	Chile
	Georges Govaere	Costa Rica
	Julio Kuroiwa	Perú
	Luis Mora	Venezuela
	María Teresita Pilán	Argentina
	Jacinto Rivero	Ecuador
	Erasmo Rodríguez	Colombia
MIEMBROS ASESORES	Raquel Duque	Colombia
	Rafael Murillo	Costa Rica
	José Vargas	Chile
MIEMBROS HONORARIOS	Ramón Fuentes	Chile
	Fernando González	México
	Raúl Lopardo	Argentina
	Alejandro López	Chile

MIEMBROS DEL COMITÉ ORGANIZADOR

PRESIDENTE	Pablo Bereciartúa
VICEPRESIDENTE	Julio De Lío
COORDINADOR	Pablo Spalletti
SECRETARIA TÉCNICA	María Cecilia Lopardo
VOCALES	Daniel Bacchiega
	Daniel Barrionuevo
	José Casado
	Luciana Cobarbo
	Ramiro Diaz Ruiz
	Claudio Fattor
	Rocío Gonzalez Riva
	Luciano Hergenreder
	Martín Irigoyen
	Leandro Kazimierski
	María Fernanda Lopolito
	Ignacio Marmonti
	Ángel Menéndez
	Lorena Vago

MIEMBROS DEL COMITÉ CIENTÍFICO

RESPONSABLE	Ángel Menéndez	Argentina
	Jorge Abad	Perú
	Daniel Bacchiega	Argentina
	Tobías Bleninger	Brasil
	Fabián Bombardelli	USA / Argentina
	Lucas Calvo Gobbetti	Panamá
	Luis Camacho	Colombia
	José Casado	Argentina
	Carlos Catalini	Argentina
	Christian Chreties	Uruguay
	José G. Dalfré Filho	Brasil
	Raquel Duque	Colombia
	Héctor Daniel Farías	Argentina
	Claudio Fattor	Argentina
	Mónica Fossati	Uruguay
	Marcelo H. García	USA / Argentina
	Carlos M. García	Argentina
	María Cecilia Lopardo	Argentina
	Arturo Marcano	Venezuela
	Clelia Martí	Australia / Argentina
	Rafael Murillo	Costa Rica
	Yarko Niño	Chile
	Carlos Ocampo	Australia / Argentina
	Jaime Ordoñez	Colombia
	Carlos Paoli	Argentina
	Adrián Pedrozo Acuña	México
	Ismael Piedra Cueva	Uruguay
	Mariano Re	Argentina
	Andrés Rodriguez	Argentina
	Leticia Rodriguez	Argentina
	Pablo Romanazzi	Argentina
	Graciela Scacchi	Argentina
	Rafael Seoane	Argentina
	Pablo Spalletti	Argentina
	Ricardo Szupiany	Argentina
	Alfredo Trento	Argentina
	Marcelo Uriburu Quirno	Argentina
	José Vargas	Chile
	Susana Vinzón	Brasil
	Carlos Vionnet	Argentina
	Juan Weber	Argentina

MIEMBROS DEL COMITÉ REVISOR

REVISORES NACIONALES E INTERNACIONALES

Rodrigo Alonso Hauser	Uruguay	Arturo Marcano	Venezuela
Citlalli Astudillo	México	Clelia Martí	Australia / Argentina
Nicolás Badano	Argentina	Rosalva Mendoza Ramírez	México
Juan Bianchi	Argentina	Ángel Menéndez	Argentina
Tobías Bleninger	Brasil	David Menéndez Arán	Argentina
Fabián Bombardelli	USA / Argentina	Diego Moreira	Argentina
Jorge Bonilla	Argentina	Rafael Murillo	Costa Rica
Diego Bottelli	Argentina	Alejandro Nardin	Uruguay
Antonio Braulio Neto	Brasil	Yarko Niño	Chile
Agustin Breña Naranjo	México	Carlos Ocampo	Australia / Argentina
Victor Burgos	Argentina	Jaime Ordoñez	Colombia
Lucas Calvo Gobbetti	Panamá	Carlos Paoli	Argentina
Luis Camacho	Colombia	Agnes Paterson	Argentina
José Casado	Argentina	Francisco Pedocchi Miljan	Uruguay
Carlos Catalini	Argentina	Samuel Pérez Nieto	México
Christian Chreties	Urugugay	Ismael Piedra Cueva	Uruguay
Marcos Cipponeri	Argentina	Victor M. Ponce	USA
Eduardo Comellas	Argentina	Alejandra Posada	Colombia
José G. Dalfré Filho	Brasil	Mariano Re	Argentina
Jair Del Valle	México	Teresa Reyna	Argentina
Felipe Diniz	Brasil	Federico Robledo	Argentina
Ramón Domínguez	México	Leticia Rodriguez	Argentina
Raquel Duque	Colombia	Pablo Romanazzi	Argentina
Ignacio Escuder Bueno	España	Ariana Rossen	Argentina
Héctor Daniel Farías	Argentina	Martín Sabarots	Argentina
Claudio Fattor	Argentina	Pablo Santoro	Uruguay
Mónica Fossati	Uruguay	Graciela Scacchi	Argentina
Carlos M. García	Argentina	Rafael Seoane	Argentina
Pablo García	Argentina	Sebastián Solari	Uruguay
Leandro Giordano	Argentina	J. Facundo Souto	Argentina
Matías Goyeneche	Argentina	María de los Ángeles Suárez	México
Felipe Gurguel	Brasil	Ricardo Szupiany	Argentina
Sergio Hanela	Argentina	Damiano Tagliavini	Argentina
Martín Irigoyen	Argentina	Nicolás Tomazín	Argentina
Leandro Kazimierski	Argentina	Alfredo Trento	Argentina
Eva Koutsovikis	Argentina	John Twyman	Chile
Emilio Lecertúa	Argentina	Marcelo Uriburu Quirno	Argentina
María Cecilia Lopardo	Argentina	José Vargas	Chile
María Fernanda Lopolito	Argentina	Susana Vinzón	Brasil
Nathália C. Machado	Brasil	Juan Weber	Argentina





ÍNDICE TEMÁTICO

1 **MECÁNICA DE LOS FLUIDOS E HIDRÁULICA FUNDAMENTAL**
MECÂNICA DOS FLUIDOS E HIDRÁULICA FUNDAMENTAL 13

2 **HIDROLOGÍA SUPERFICIAL Y SUBTERRÁNEA**
HIDROLOGIA SUPERFICIAL E SUBTERRÂNEA 617

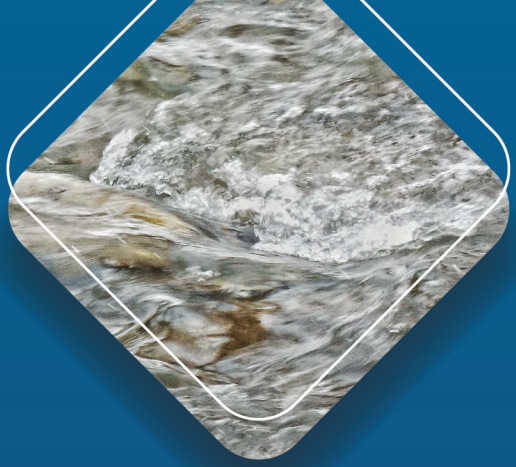
3 **HIDRÁULICA DE RÍOS**
HIDRÁULICA DE RIOS 1745

4 **HIDRÁULICA MARÍTIMA Y DE ESTUARIOS**
HIDRÁULICA MARÍTIMA E DE ESTUÁRIOS 2223

5 **INGENIERÍA E INFRAESTRUCTURAS HIDRÁULICAS**
ENGENHARIA E INFRA-ESTRUTURAS HIDRÁULICAS 2531

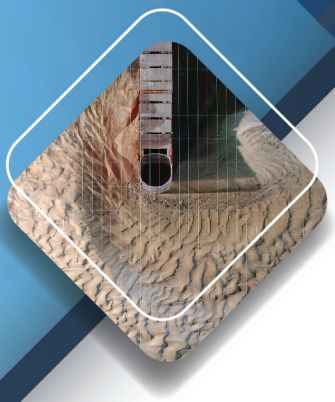
6 **AGUA Y AMBIENTE**
ÁGUA E AMBIENTE 3223

7 **AGUA Y SOCIEDAD DEL CONOCIMIENTO**
ÁGUA E SOCIEDADE DO CONHECIMENTO 3563









1

MECÁNICA DE LOS FLUIDOS E HIDRÁULICA FUNDAMENTAL

MECÂNICA DOS FLUIDOS
E HIDRÁULICA FUNDAMENTAL

- **Mecánica de los fluidos**
  Mecânica dos fluidos
- **Hidráulica fundamental**
  Hidráulica fundamental
- **Modelación física e hidráulica experimental**
  Modelagem física e hidráulica experimental
- **Métodos computacionales e hidroinformática**
  Métodos computacionais e hidro-informática
- **Técnicas fundamentales de laboratorio y de campo**
  Técnicas fundamentais de laboratorio e de campo

1 MECÁNICA DE LOS FLUIDOS E HIDRÁULICA FUNDAMENTAL

MECÂNICA DOS FLUIDOS E HIDRÁULICA FUNDAMENTAL

ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE TUBERÍAS
Petronilo Cortez Mejía, Velitchko Tzatchkov, Jesús Figueroa Vázquez, José Manuel Rodríguez Varela y Ignacio Arturo Caldiño Villagómez 18

APLICACIÓN DE LOS ALGORITMOS GENÉTICOS MULTI-OBJETIVO SPEA & MAGMO EN EL DISEÑO ÓPTIMO DE LA RED DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE SECTOR VIÑANI, TACNA, PERÚ
Edwin Martin Pino Vargas, Violeta Zarela Quevedo Porras, Luis Alberto Alfaro Ravello, César José Avendaño Jihuallanga y Jesús Abel Mejía Marcacuzco 30

ESTUDIO DE LA EFICIENCIA DE UN DISPOSITIVO OWC EN PRESENCIA DE UNA TRINCHERA EN UN FLUIDO ESTRATIFICADO
Ayrton Alfonso Medina Rodríguez, Alejandro Martínez Flores y Rodolfo Silva Casarín 38

PROGRAMA DE CÓMPUTO PARA EL CÁLCULO DE TIRANTES CRÍTICOS EN CANALES DE SECCIÓN COMPUESTA
Aldo Alberto Rangel Torres y Víctor Manuel Arroyo Correa 48

AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DO MODELO HEC-RAS 1D EM RIO COM QUEDAS D'ÁGUA VARIANDO OS PARÂMETROS DO MÉTODO LOCAL PARTIAL INERTIA (LPI).
Erik Schmitt Quedi, Juliana Andrade Campos y Fernando Mainardi Fan 58

ESTUDO ANALÍTICO E NUMÉRICO CFD DO ESCOAMENTO TRANSITÓRIO NO CIRCUITO DE ADUÇÃO COM CHAMINÉ DE EQUILÍBRIO DE PEQUENAS CENTRAIS HIDRELÉTRICAS - PCH
Antonio Braulio Neto y Jayme Pinto Ortiz 69

ANÁLISE TEMPO - FREQUÊNCIA DE FLUTUAÇÕES DE PRESSÃO EM VERTEDOR EM DEGRAUS
Alfredo Ramón Lopez Fernández, Augusto Ceron Reginatto, Felipe Correia Presser, Alba Valéria Brandão Canellas, Marcelo Giulian Marques y Luiz Augusto Magalhães Endres 79

APROXIMACIÓN EXPERIMENTAL A LA PRESURIZACIÓN DE TUBERÍAS EN SISTEMAS DE ALCANTARILLADO
David Camargo, Flor Sanchez, David Celeita y Juan Saldarriaga 87

FORMULACIÓN Y EVALUACIÓN DE CRITERIOS PARA LA MODIFICACIÓN TOPOLÓGICA DE REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE ANTE FUTUROS ESCENARIOS DE CAMBIO EN LA DEMANDA
Laura Vega, Daniela Rojas y Juan Saldarriaga 98

RELACIÓN ENTRE DENSIDAD POBLACIONAL Y TOPOLOGÍA EN REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE
Cristina Moreno, Daniela Rojas y Juan Saldarriaga 111

USO DE REDES VIRTUALES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA COMPLETAR MODELOS HIDRÁULICOS Y CATASTRO DE REDES EXISTENTES
Juliana Robles, Natalia Hernández y Juan Saldarriaga 122

COMPARACIÓN ENTRE DISEÑOS OPTIMIZADOS Y DISEÑOS REALES EN RDAP. EFECTO DEL AUMENTO DE LA POBLACIÓN A LO LARGO DE LA VIDA ÚTIL DEL PROYECTO
Alejandra Posada y Juan Saldarriaga 134

INVESTIGAÇÃO DOS EFEITOS DA CIRCULAÇÃO HIDRODINÂMICA NO TRANSPORTE DE MASSA
Cynara Cunha, Ada Scudelari y Jose Carrer 144

MODELO NUMÉRICO CFD PARA EL ANÁLISIS TERMODINÁMICO EN APLICACIONES DE INGENIERÍA COSTERA
Paola Elizabeth Rodríguez-Ocampo, Juan Carlos Alcérreca-Huerta, Rodolfo Silva Casarín y Edgar Mendoza 156

A INATIVAÇÃO DE ESCHERICHIA COLI E O COMPORTAMENTO FÍSICO-QUÍMICO DA ÁGUA EM UM EQUIPAMENTO TIPO JATO CAVITANTE
Maiara P. Assis Gratieri, Thaís V. Omido, Ana I. B. Genovez yw José Gilberto Dalfré Filho 165

ESTUDIO PRELIMINAR DE UN MODELO FÍSICO DE UNA ESCALERA HIDRÁULICA DE ESCALONES
Múcio Eurico Correa Ribeiro, Jorge Luis Zegarra Tarqui, Aloysio Portugal Maia Saliba, Stênio Augusto Coelho y Edna Maria de Faria Viana 173

TURBULENCIA EN CANALES ABIERTOS CON FONDO DE VEGETACIÓN FLEXIBLE
Edwin Jonathan Pastrana y Ariosto Aguilar Chávez 178

ECUACIONES PARA EL COEFICIENTE DE PÉRDIDA DE ENERGÍA EN DISPOSITIVOS DE AMPLIACIÓN DEL DIÁMETRO
José Juan Villegas-León, Alvaro Alberto López-Lambraño, Alvaro Alberto López-Ramos y Carlos Fuentes 188

ESTIMACIÓN DEL TIEMPO MARGINAL EN RDAP DEBIDO AL CIERRE DE VÁLVULAS CONSIDERANDO EFECTOS DEL FLUJO TRANSIENTE
Juan Carvajal y Jessica Bohórquez 195

ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD DE FUNCIONES DE COSTO SOBRE EL DISEÑO ÓPTIMO DE REDES DE DRENAJE URBANO
Andrés Aguilar, Natalia Duque y Juan Saldarriaga 206

MODELO FÍSICO DE OBRAS DE DESVÍO ALUVIONAL. QUEBRADA DE MACUL, REGIÓN METROPOLITANA, CHILE
Jaime Cotroneo, Gonzalo Montserrat, Santiago Montserrat, Yarko Niño y Aldo Tamburrino 218

ESTUDIO MEDIANTE MODELACIÓN CFD DE UN DIFUSOR DE COAGULANTE
Guillermo Nociari y Diego Norberto Bottelli 230

ESTUDO DE CENÁRIOS DE RUPTURAS DE BARRAGENS E IMPACTOS NAS MANCHAS DE INUNDAÇÃO UTILIZANDO BASE TOPOGRÁFICA SRTM E AEROLEVANTAMENTO A LASER LIDAR
Lorêdo Vianini Neto y Márcio Benedito Baptista 238

VALIDAÇÃO NUMÉRICA DE UM ESCOAMENTO DE FLUIDO NÃO-NEWTONIANO NO ÂMBITO DE CORRIDAS DE LAMAS
Yuri Taglieri Sao, João Batista Pereira, Renan Serralvo Campos y Geraldo de Freitas Maciel 250

MODELAGEM COMPUTACIONAL DE TRANSIENTES HIDRÁULICOS EM VENTOSAS DE TRÍPLICE FUNÇÃO E NON SLAM CONSIDERANDO AS CURVAS DE ADMISSÃO E EXPULSÃO DE AR COMERCIAIS
João Marcelo Costa Barbosa, José Nilton de Abreu Costa, Bruno Araújo Paiva, Vicente de Castro Sanders Neto y Marco Aurélio Holanda de Castro 259

NOVA RELAÇÃO ENTRE OS COEFICIENTES DE MANNING E DE RUGOSIDADE KS PARA USO NA EQUAÇÃO AC-W PARA ESCOAMENTO UNIFORME EM CANAIS
Tarciso Cabral Da Silva y Ícaro de França Albuquerque 270

MODELAMIENTO NUMÉRICO BIDIMENSIONAL DE UN FLUJO BIFASICO: CASO CANAL CON PLATAFORMA DE DEPOSICIÓN
Leonardo Castillo y Samuel Quisca 278

COMPARATIVO ENTRE MODELAGEM EXPLÍCITA UTILIZANDO AS EQUAÇÕES DE SAINT-VENANT E RESULTADOS EXPERIMENTAIS PARA ENCHIMENTO DE CANAL
João Pedro Paludo Bocchi, Robson Leo Pachaly, Bruna Minetto, Jose Goes Vasconcelos Neto y Daniel Gustavo Allasia Piccilli 287

MEDIÇÃO DE INSTABILIDADES NA SUPERFÍCIE LIVRE DE ESCOAMENTOS LAMOSOS
Fabiana De Oliveira Ferreira, Geraldo De Freitas Maciel, Evandro Fernandes Cunha, Vicente De Paula Gonçalves Junior y Caio Von Zuben Peres 294

PRÉ-PROJETO DE UM REÔMETRO ROTACIONAL PARA USO EM REJEITOS DE MINERAÇÃO
Stênio Coelho, Aloysio Saliba, Marco Faria, Leirisson Santos y Livia Jacobini 304

DESARROLLO DE UN APLICATIVO DE APOYO PARA LA ENSEÑANZA DE LA HIDRÁULICA EXPERIMENTAL
Héctor Alfonso Rodríguez Díaz, Nicolás Antonio López Rozo y Jorge Alejandro Gómez Martínez 316

EFICIÊNCIA MECÂNICA DE TURBINA PARAFUSO DE ARQUIMEDES INVERTIDO
Jessica Büchner Albizu, José Junji Ota y Paulo Cezar Büchner 328

ESTUDIO EN MODELO HIDRÁULICO DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL TORNILLITO (HONDURAS)
Joan Nathalie Suarez Hincapié, Fernando Mejía Fernández y Jorge Julian Velez Upegui 338

DEFICIENCIAS DE LOS MÉTODOS CONVENCIONALES EN EL CÁLCULO DE PERFILES DE FGV EN CANALES DE SECCIÓN COMPUESTA
Aldo Alberto Rangel Torres y Víctor Manuel Arroyo Correa 350

MONITORAMENTO TRIDIMENSIONAL DO COMPORTAMENTO DA PLUMA E DA CONCENTRAÇÃO DO TRAÇADOR EM CURSO D'ÁGUA NATURAL
Michele Santos Lopes Cerqueira, Mauro Menzori, Elaine Cristina Catapani Poletti y Lubienska Cristina Lucas Jaquiê Ribeiro 360

ANÁLISE DO COEFICIENTE DE TRANSFERÊNCIA DE MASSA E O USO DA FLUIDODINÂMICA COMPUTACIONAL (CFD) PARA CANAL HIDRÁULICO
Mayara de Oliveira Maia Silva, Eva Carolline Martins Oliveira, Erich Kellner, Laura Maria Fais y Lubienska Cristina Lucas Jaquiê Ribeiro 372

UN NUEVO ENFOQUE SOBRE LAS CARACTERÍSTICAS DEL MEZCLADO EN FLUJOS CONDUCIDOS POR LA GRAVEDAD
Beatriz Marino y Luis Thomas 384

ESTUDO DAS EQUAÇÕES PARA DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE DISPERSÃO USANDO ANÁLISE CORRELACIONAL
Camila Prado Melchior, Michele Dos Santos Lopes, Eva Oliveira, Júlia Kobylanski Ambrosio, Bruno de Melo Brentan, Laura Maria Fais y Lubienska Cristina Lucas Jaquiê Ribeiro 394

EFECTO DE LA REOLOGÍA EN LAS FORMAS DE FONDO GENERADAS POR FLUJOS OSCILATORIOS EN DUCTOS A PRESIÓN
Kevin Vidal Bierma, Joaquín Moreno Umaña y Aldo Tamburrino Tavantzis 405

DESEMPENHO HIDRÁULICO DO VERTEDOR DE UM DIQUE DE ENROCAMENTO UTILIZANDO MODELO REDUZIDO
Livia Jacobini, Vinícius Mendonça Galvão, Daniel Tuler Passos, Aloysio Portugal Maia Saliba, Edna Maria de Faria Viana y Jorge Luis Zegarra Tarqui 417

ANÁLISE COMPARATIVA DE PADRÕES DE ESCOAMENTO EM RESERVATÓRIOS RETANGULARES RASOS DE DIFERENTES ESCALAS
Daniel Augusto de Miranda, Elsa Alves, Márcia Coelho y António Cardoso 428

ESTUDIO EXPERIMENTAL DE FORMAS DE FONDO GENERADAS POR FLUIDOS PSEUDO-PLÁSTICOS EN CANALES
Cristobal Traslaviña, Rodrigo Varas, Constanza Vasquez y Aldo Tamburrino 438

SELECCIÓN AUTOMATIZADA DE EQUIPOS DE BOMBEO USANDO EL SOFTWARE EPANET
Lismary Perez, Erimar Pedraza, Wilmer Barreto y Luis Mora 449

VELOCIDADE E TURBULÊNCIA EM CANAIS EM CURVA
Fernanda Yamakawa, José Junji Ota y Fernando Ribas Terabe 459

DESCRIPCIÓN DE ALGUNAS CARACTERÍSTICAS MACROTURBULENTAS DEL RESALTO HIDRÁULICO A PARTIR DE LAS PRESIONES EN SU BASE
Raul Antonio Lopardo, Jorge Daniel Bacchiega y María Cecilia Lopardo 467

TRANSPORTE ESCALAR EM ESCOAMENTO EM CONDUTO CIRCULAR FORÇADO. ESTUDO DE CASO: TRANSFÊRENCIA DE CALOR
Gabriel Narváez Campo, Eric Lamballais y Edith Camaño Schettini 475

FORMACIÓN DE MACRO-ESTRUCTURAS COHERENTES EN ESPIGONES FLUVIALES SUMERGIDOS
Chaoqi Wang, Wernher Brevis y Leticia Tarrab 486

SOCAVACIÓN AGUAS ABAJO DE CUBETAS DEFLECTORAS
Benjamín Gutiérrez Torres, José Alfredo González Verdugo y María Joselina Espinoza Ayala 498

CONSTRUÇÃO DE BANCADA HIDRÁULICA PARA ESTUDO DE BOMBAS CENTRÍFUGAS E DE PERDAS DE CARGA - CASO EM PBL
Tiago Francisco Celaro, Thais Gularte Marques, Álvaro Prestes Ribero, Lucas Verino Zanella Giacomelli, Márcio Silvan y Vitor Souza Viana Silva 510

SIMULACIÓN DE PROCESOS HIDRODINÁMICOS EN UNA CURVA ABRUPTA DE LABORATORIO MEDIANTE LOS MODELOS RANS Y LES
Luis Alejandro Olmos, Ivan Matias Ragessi, Leticia Tarrab, Cecilia Pozzi Piacenza y Carlos M. García 519

USO DE TÉCNICAS BASADAS EN IMÁGENES APLICADO A UN CASO DE INTERACCIÓN FLUIDO-ESTRUCTURA
Daniel Mella Vivanco y Wernher Brevis 530

SIMULACIÓN NUMÉRICA DE FLUJOS FLUIDO-PARTÍCULA USANDO UN MODELO DE MEZCLA
Mariana Mendina y Gabriel Usera 542

ESTUDIO DEL CAMPO DE VELOCIDADES EN UN CANAL DE LABORATORIO CON CURVATURA COMPUESTA EN PLANTA
Christian Alberto Caballero Coranguez, Amado Abel Jímenez Castañeda, Alejandro Mendoza Reséndiz, Armando Martínez Arriaga, Moisés Berezowsky Verduzco y Jorge Oswaldo Castillo 553

ESTUDO DE HIDROCICLONE PARA USO NAS ESTAÇÕES DE TRATAMENTO DE ÁGUA EM RIO BRANCO-AC
Jessica Karine Barros Silva, Camilo Lelis Gouveia, Livia Jacobini, Rodrigo Otávio Peréa Serrano y Ana Leticia Pliz de Castro 566

VALIDACIÓN DE UNA MODELACIÓN NUMÉRICA TRIDIMENSIONAL DEL FLUJO ALREDEDOR DE UNA PILA CILÍNDRICA CON DATOS EXPERIMENTALES
Cecilia Pozzi Piacenza, Leandro Masso, I. Matias Ragessi, Antoine Patalano, Carlos M. García, Damián Santiago Marquez, Roberto Fernández Arrieta y Marcelo H. García 572

VALIDACIÓN DE UN MODELO NUMÉRICO TRIDIMENSIONAL DEL VERTEDERO DE DESCARGA DEL DIQUE LOS ALAZANES, PROVINCIA DE CÓRDOBA, ARGENTINA
I. Matias Ragessi, Matías Eder, Jonathan Muchiut, Leticia Tarrab, Yarielis Ferre L., Antoine Patalano, Cecilia Pozzi Piacenza y Andres Rodriguez 581

INESTABILIDAD DEL CAMPO DE PRESIONES EN VERTEDEROS DEL TIPO MORNING - GLORY
Claudio Fattor y Daniel Bacchiega 591

HIDRODINÂMICA DE SISTEMAS DE AERAÇÃO A JATO
Daniel David de Lima y Iran Lima Neto 597

UM AJUSTE À EQUAÇÃO DE SÂRBU E BORZA PARA ESTIMATIVAS DE RENDIMENTO DE BOMBAS EM OCASIÕES DE REDUÇÃO DE VELOCIDADE
José Nilton de Abreu Costa, Marco Aurélio Holanda de Castro y Luís Henrique Magalhães Costa 603

IDENTIFICACIÓN DE MEJORA EN EL PROCESO DE GENERACIÓN DE PROTOTIPOS DE MODELOS HIDRÁULICOS EN 3-D
Fidel Rafael Gómez, Carlos Isaac Tapia Bustos y Alejandro Martínez Rodríguez 610

IAHR **AIIH**

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

ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE TUBERÍAS

Petronilo E. Cortez Mejía, Velitchko G. Tzatchkov, Jesús Figueroa Vázquez, J. Manuel Rodríguez Varela e Ignacio A. Caldiño Villagómez

Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Paseo Cuauhnáhuac 8532, Jiutepec, Mor., CP 62550, tel. (52)7773293678, México.

pcortes@tlaloc.imta.mx, velitchk@tlaloc.imta.mx, jesus.fiva@gmail.com, manuel_rodriguez@tlaloc.imta.mx, icaldino@yahoo.com

RESUMEN

Se describe un estudio teórico-experimental sobre tuberías de Polietileno de Alta Densidad (PEAD) ligeramente onduladas en su pared interior, y de PVC liso. Se obtiene que el comportamiento hidráulico de ambas a tubo lleno es muy similar. La explicación de este comportamiento se da por la teoría de H. Morris, que postula que los tubos con rugosidades asiladas se comportan como pseudo lisos hidráulicamente. En esta relación se obtienen nuevas ecuaciones para el factor de fricción *f* de Darcy-Weisbach y la *n* de Manning. En tubos de PEAD y PVC de 4" y 6" de diámetro con flujo a presión la *n* obtenida en las mediciones varió de manera casi igual de 0.0095 a 0.0077, para una velocidad del flujo de 0.25 a 2.5 m/s. Se comprueba que *n* a tubo lleno no es una constante para una tubería dada, como generalmente se asume en la práctica, sino que depende del número de Reynolds y del diámetro del tubo. Para flujo a superficie libre sin embargo se obtuvieron diferencias en los valores de *n* y *f* entre ambos materiales, y su variación con la velocidad del flujo. En el tubo de PEAD de 12" la *n* obtenida varió de 0.0156 a 0.0108, para velocidades del flujo de 0.10 a 0.80 m/s, mientras que en el tubo de PVC del mismo diámetro osciló alrededor de 0.010. Se requiere de trabajo futuro para explicar estas diferencias.

ABSTRACT:

A theoretical-experimental study on High Density Polyethylene (HDPE) slightly wavy in its inner wall and smooth PVC pipes of is described. It is obtained that the hydraulic behavior of both at full pipe flow is very similar. The explanation of this behavior is given by the theory of H. Morris, which postulates that pipes with isolated roughness behave hydraulically as pseudo smooth. On this basis, new equations are obtained for the Darcy-Weisbach friction factor *f* and the Manning's *n*. In 4"and 6" diameter HDPE and PVC pipes with flow under pressure, the *n* obtained in the measurements varied almost equally from 0.0095 to 0.0077, for flow velocity from 0.25 to 2.5 m/s. It was found that a full pipe is not a constant for a given pipe, as is generally assumed in practice, but depends on the Reynolds number and the diameter of the pipe. For free surface flow differences were found in the values of *n* and *f* and their variation with the velocity between both pipe materials, however. In a 12" HDPE pipe *n* varied from 0.0156 to 0.0108, for flow velocities from 0.10 to 0.80 m/s, while in a PVC pipe of the same diameter it ranged around 0.010. Future work is required to explain these differences.

PALABRAS CLAVES: Coeficiente *n* Manning, tuberías de PVC, tuberías de polietileno.

INTRODUCCIÓN

La construcción y rehabilitación de infraestructura de agua potable, alcantarillado, uso agropecuario y otras, conlleva una gran demanda de tubería de diferentes diámetros y materiales, cuya definición depende principalmente del coeficiente de rugosidad, el cual generalmente se toma de catálogos de fabricantes de las tuberías y de la literatura técnica. Existe sin embargo una dispersión entre los datos de dicho coeficiente entre las diferentes fuentes bibliográficas, algunas de las cuales en realidad no se basan en ninguna comprobación experimental. En la práctica, en las fórmulas de pérdidas de carga por fricción generalmente se utilizan valores constantes, particularmente para el coeficiente *n* de Manning, que generan incertidumbre para diferentes materiales y rangos de aplicación.

A manera de ejemplos, la Asociación de Tubería Corrugada de Polietileno, del Instituto de Tuberías Plásticas de los Estados Unidos de Norteamérica (CPPA-PPI, 2000) indica valores de *n* entre 0.010 y 0.012 para tubería de polietileno de alta densidad (PEAD) con interior liso de 4 a 60 pulgadas de diámetro (100 a 1500 mm). Para tubería de PEAD con interior corrugado indica los siguientes valores de *n*: 0.015 para 3 a 6 pulgadas de diámetro; 0.016 para 8 pulgadas; 0.017 para 10 pulgadas; 0.018 para 12 a 15 pulgadas; 0.020 para 18 a 24 pulgadas. La Universidad de Utah realizó pruebas a tubo lleno en los que encontró un valor de 0.0123 para tubería de PEAD con interior liso de 18 pulgadas, y 0.0119 para 12 pulgadas (Barfuss, 1988). Más recientemente la Universidad de los Andes realizó estudios experimentales con flujo a superficie libre en tuberías de PEAD de diferentes diámetros, caudales, pendientes y perfiles de flujo, en los que para tubería de PEAD de 24 pulgadas (600 mm) con interior liso determinó una *n* de Manning de 0.0123±0.0001, que según lo que reportan explica el 100% de posibilidades de caudal y pendiente, para caudales entre 9.72 L/s y 97.2 l/s L/s (CIACUA, 2009). Para policloruro de vinilo (PVC) el valor de *n* de Manning en el que coinciden muchos catálogos de fabricantes y la literatura técnica, es de 0.009 (Uni.bell, 2017).

Por otra parte, por cuanto a la aplicación de valores constantes del coeficiente de rugosidad, (Kammand, 1988) propuso una ecuación en la que la *n* de Manning varía en función del diámetro y de la velocidad, a partir de las fórmulas de Darcy-Weisbach y de Manning.

Derivado de lo anterior, el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) decidió llevar a cabo pruebas de laboratorio en tuberías de PVC y PEAD de diferentes diámetros, tanto a flujo a presión como a superficie libre, que se describen a continuación.

METODOLOGÍA

Módulos experimentales de prueba

En el Laboratorio de Hidráulica del IMTA (IMTALAB) se instalaron módulos de pruebas, a presión y a superficie libre (Figura 1), con elementos de control de flujo y de medición de variables de prueba, incluyendo celdas de presión y piezómetros, con adquisición y procesamiento automático de datos. Se realizaron pruebas en tuberías de PEAD (tubo de doble pared con junta espiga-campana con empaque elastomérico) y PVC de varios diámetros, para diferentes caudales, con la finalidad de determinar su coeficiente de rugosidad *n* de Manning con tales variantes.

En la Figura 2 se muestra el módulo de pruebas a presión, y en la Figura 3 la ubicación de tomas de presión en un tubo de prueba de PVC de 6 pulgadas de diámetro. Al final del tramo de tubería de prueba, se colocó una válvula para regular el caudal de salida y, para garantizar condiciones de tubería llena y ausencia de aire en la misma, se configuró e instaló un "cuello de ganso", mediante codos a 45° y 90°. A su vez, en la Figura 4 se muestra el módulo de pruebas a superficie libre en el canal de fondo horizontal con que cuenta el IMTALAB, para aprovechar su infraestructura de alimentación, medición y recirculación, con la ubicación de las tomas de presión para piezómetros y celdas en tubos de prueba de PEAD y de PVC de 12 pulgadas de diámetro. Por ser un modelo permanente en el laboratorio, el canal de pendiente nula cuenta con su tanque de alimentación, el cual es

abastecido de agua por el tanque elevado de carga constante que suministra agua a toda la red hidráulica del laboratorio, proporcionando hasta 300 L/s. Previo a la transición del flujo de agua del canal a la tubería, se dejó libre un tramo de canal de 7.05 m de longitud. Para realizar la transición se utilizó una placa de acrílico. A dicha placa se le trazó y cortó el diámetro exterior del extremo del tubo de polietileno (por el lado de la campana) para incrustar el tubo en ella y se apoyó sobre la plantilla del canal y sobre dos perfiles de aluminio adheridos a su vez a las paredes del canal, para darle el soporte adecuado. Desde la estructura de transición hasta la descarga, la tubería de polietileno tiene una longitud de 43.097 m, integrada por siete tramos completos de tubería de 6.306 m de longitud en promedio, cada uno. Al final del canal, se dejó un tramo de tubería excedente, para garantizar la descarga libre de agua.



Perspectiva de ambos módulos



Módulo de flujo a superficie libre instalado en el canal horizontal del IMTALAB



Módulo de flujo a presión

Figura 1.- Módulos experimentales a flujo a superficie libre y flujo a presión.

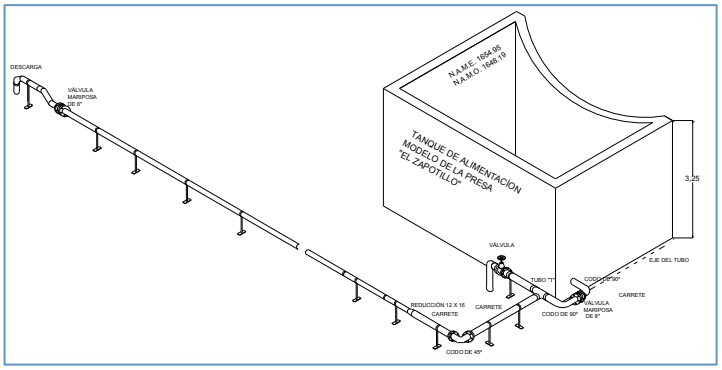
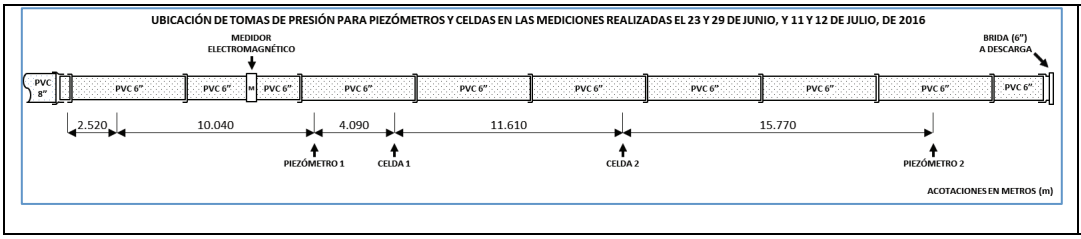


Figura 2.- Módulo de pruebas de tuberías con flujo a presión, con conexiones a un tanque de baja altura, y a un tanque elevado, dentro del IMTALAB**.**



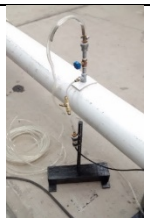


Figura 3.- Ubicación de tomas de presión para piezómetros y celdas, en mediciones realizadas en tubería de PVC de 6 pulgadas de diámetro**.**

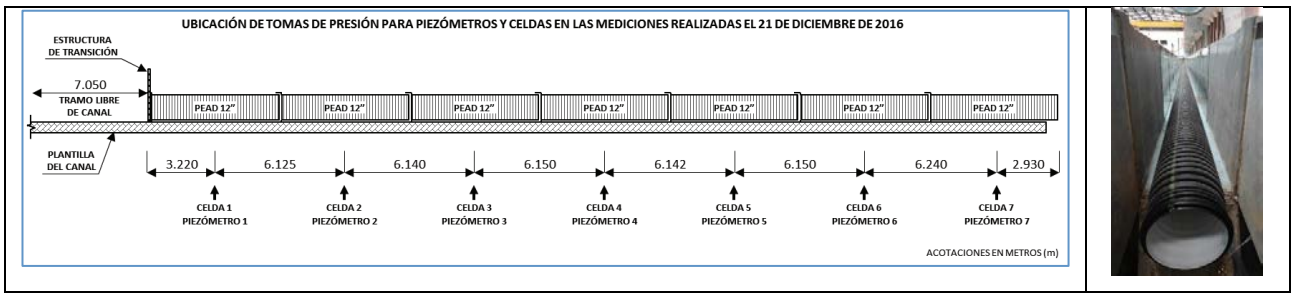


Figura 4.- Módulo de pruebas con flujo a superficie libre en el canal de fondo horizontal; ubicación de siete tomas de presión para piezómetros y celdas.

Mediciones de gasto, presión y temperatura en el módulo a presión

Los parámetros hidráulicos medidos durante las pruebas fueron el caudal y la carga de presión en puntos determinados, así como la temperatura del agua utilizada, para determinar la viscosidad cinemática y el peso específico de la misma.

Para medir caudales se utilizó un medidor ultrasónico de tiempo en tránsito, marca *Thermo Scientific*, modelo DCT7088. Dicho equipo permite almacenar las mediciones realizadas, generando archivos de texto (*.log) que pueden ser descargados a una computadora, a través de la interfaz de usuario.

La medición de presiones se realizó mediante tubos piezométricos y celdas de presión, en metros columna de agua (mca). Los tubos piezométricos instalados son de acrílico transparente de 19 mm de diámetro nominal y cinco metros de altura, colocados a la mitad del largo de la tubería de prueba y a un costado de la misma, y fueron sujetados a un perfil de acero para su estabilidad. La conexión de los tubos se hizo a la parte superior de la tubería de prueba mediante una manguera plástica transparente y flexible de 9.5 mm de diámetro nominal.

Las celdas de presión utilizados son del tipo *Preciseline*, de diferentes rangos de medición. En la tubería de PVC se utilizaron con un rango de 0 a 1 bar, mientras que en la tubería de polietileno, además de las antes mencionadas y debido a que las presiones a medir fueron menores, se realizaron pruebas con celdas de 0 a 4, 0 a 6, 0 a 5 y 0 a 8 metros de columna de agua.

Para llevar a cabo el procesamiento y almacenamiento de la información transmitida por las celdas de presión, se utilizó el *Software READ30-PROG30*, de distribución gratuita, el cual permite además programar el transductor, ajustarlo a punto cero, observar el valor de la presión medida y visualizar gráficamente las lecturas realizadas, entre otras funciones.

La temperatura del agua, a la cual se llevaron a cabo las pruebas, fue medida con un termómetro de bulbo (Lo-Tox), de 305 mm de longitud, rango de medición -10 a 50 °C y divisiones cada 0.5 °C

Mediciones de gasto, presión y temperatura en el módulo a flujo a superficie libre

Para medir caudales se utilizó el vertedor rectangular con contracciones laterales existente en el tanque de alimentación del canal de pendiente nula, aplicando las especificaciones y metodología descritas en el Estandar Internacional (ISO 1438/1, 1980). De acuerdo con ese estandar internacional, para el cálculo del caudal se utilizó la ecuación de Kindsvater-Carter, siempre y cuando la carga efectiva sobre el vertedor fuera mayor de 0.03 m. Para cargas menores, el caudal se midió volumétricamente en la descarga del canal.

Nuevas ecuaciones para *n* y *f* en tubos hidráulicamente lisos

Aplicando en la ecuación de Darcy-Weisbach la pérdida de carga h_f obtenida con los datos medidos, se evaluó el factor de fricción *f* del tramo de tubería, con la ecuación 1:

$$f = 2g\frac{D}{L}\frac{h_f}{V^2} \qquad [1]$$

Se determinó luego la pendiente de energía o de fricción S_f como el cociente de h_f con la longitud L del tramo de tubería (ecuación 2), y se calculó la n de Manning con la ecuación 3:

$$S_f = \frac{h_f}{L} \qquad [2]$$

$$n = \frac{1}{V} R_h^{\frac{2}{3}} S_f^{\frac{1}{2}} \qquad [3]$$

Para el cálculo del factor de fricción f, para un valor dado de la rugosidad, se tiene la ecuación 4, conocida como ecuación de Swamee-Jain (Swamee and Jain, 1976):

$$f = \frac{0.25}{\left[log_{10}\left(\frac{\varepsilon}{3.7D}+\frac{5.74}{Re^{0.9}}\right)\right]^2} \qquad [4]$$

Como es conocido en la hidráulica, en contacto con las paredes de la tubería siempre persiste una capa muy delgada en la que el flujo es laminar, denominada capa límite, subcapa laminar o capa viscosa, de forma tal que es nula la velocidad del fluido en contacto con las paredes. Considerando esto, el flujo en el tubo se puede dividir en tres zonas. Lejos de la pared el flujo es turbulento y prácticamente sin rozamientos. En las proximidades de la pared se desarrolla la capa límite, sometida a esfuerzos cortantes, donde los fenómenos viscosos son importantes, ya que la velocidad sobre la pared ha de ser forzosamente nula. A pequeñísimas distancias de la pared persiste la subcapa laminar, que es una característica constante del movimiento desarrollado. Se pueden presentar entonces los siguientes 3 regímenes del flujo:

a) flujo hidráulicamente liso (tubería hidráulicamente lisa): La rugosidad ε queda cubierta por la subcapa laminar. La rugosidad, por tanto, no influye en el valor de f puesto que ningún punto de la pared queda afectado por las turbulencias que producirían las rugosidades internas, comportándose la tubería como un material liso.

b) flujo hidráulicamente semirrugoso o zona de transición: El espesor de la subcapa laminar se aproxima al valor medio de rugosidad absoluta, de manera que la rugosidad emerge de la subcapa laminar en unos puntos y en otros no, quedando sólo las rugosidades que emergen afectadas por la turbulencia. El coeficiente de fricción depende tanto del número de Reynolds como de la rugosidad relativa.

c) flujo hidráulicamente rugoso (tubería hidráulicamente rugosa): Si el espesor de la subcapa laminar es menor que la rugosidad absoluta, las irregularidades internas de la conducción rebasan la subcapa laminar, produciendo turbulencia completa. Cuanto mayor sea el número de Reynolds, más delgada será la subcapa laminar y más puntos de la pared sobresaldrán de ella. En este caso, las fuerzas de inercia son muy importantes y apenas influyen las fuerzas viscosas, por lo que el factor de fricción sólo depende de la rugosidad relativa y el número de Reynolds no tiene importancia en su determinación.

Para definir el régimen de flujo se utilizan las siguientes condiciones, referidas a rugosidades absolutas irregulares, que es el caso de las tuberías comerciales:

$$\varepsilon \leq \frac{19.25\,D}{Re^{\frac{7}{8}}} \text{ - Tubo (flujo) hidráulicamente liso} \qquad [5]$$

$$\varepsilon \geq 560\frac{\vartheta}{V} \text{ - Tubo (flujo) hidráulicamente rugoso} \qquad [6]$$

donde: ϑ es la viscosidad cinemática del agua.

La ecuación de Swamee-Jain contiene dos términos que reflejan la influencia de estos dos tipos de flujo: el término $(\frac{\varepsilon}{3.7D})$ que considera la influencia de la rugosidad relativa del tubo y el término $(\frac{5.74}{Re^{0.9}})$ que considera la influencia del número de Reynolds. En particular, si predomina el término $(\frac{5.74}{Re^{0.9}})$, el flujo es hidráulicamente liso.

Para tubos hidráulicamente lisos no es necesario incluir el término $\frac{\varepsilon}{3.7D}$ en la ecuación 4 con lo que esta ecuación se simplifica en:

$$f = \frac{0.25}{\left[log_{10}\left(\frac{5.74}{Re^{0.9}}\right)\right]^2} = \frac{0.25}{\left[log_{10}\left(\frac{5.74}{Re^{0.9}}\right)\right]^2} \qquad [7]$$

La Figura 5 compara el factor de fricción *f* calculado por la ecuación propuesta con la ecuación de Swamee-Jain para rugosidad absoluta de 0.002 mm. Para el rango de mayor importancia de los números de Reynolds (correspondiente a velocidades de entre 0.50 y 3.00 m/s aproximadamente), la coincidencia se puede calificar de muy buena a excelente. Las mediciones realizadas en el laboratorio del IMTA, que se describen a continuación en este informe, también confirmaron su validez.

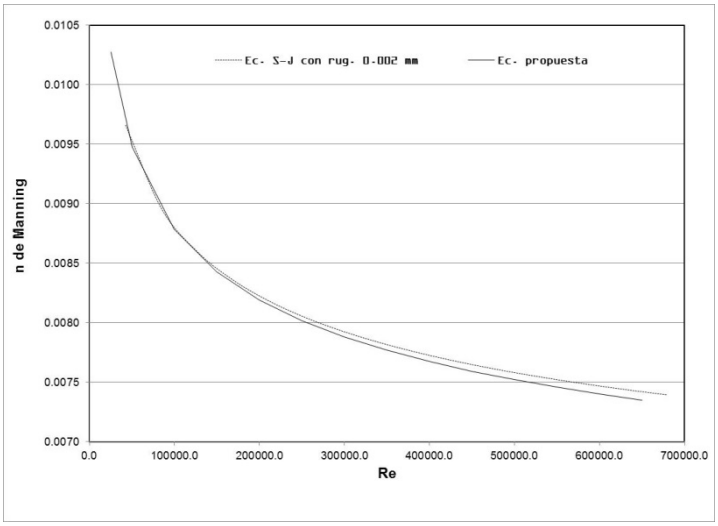


Figura 5.- Comparación entre el factor de fricción f calculado por la ecuación propuesta y la ecuación de Swamee-Jain para un tubo hidráulicamente liso de 6" (rugosidad absoluta de 0.002 mm).

Combinando la ecuación 1, la ecuación 3 y la ecuación 2 se obtiene la siguiente relación entre la *n* de Manning y el factor de fricción *f*:

$$n = 0.281\, f^{0.5} D^{0.167} g^{-0.5} \qquad [8]$$

La ecuación 7 se sustituye en la ecuación 8, y para g = 9.80665 m/s2, se obtiene:

$$n = \frac{0.044866\, D^{0.167}}{|0.7589 - 0.9\, log_{10} Re|} \qquad [9]$$

Cabe señalar que en la Ecuación 7 f depende solamente del número de Reynolds. La n calculada por la Ecuación 9 sin embargo depende también del diámetro de la tubería, siendo sus valores son más altos para tuberías de diámetros mayores.

Pruebas en el módulo con flujo a presión

Se empleó el siguiente procedimiento:

1. Se midió el diámetro real interno del tubo.
2. Se tomó la temperatura del agua.
3. Se midió el caudal en el tubo con el medidor ultrasónico.
4. Se tomaron lecturas de presión, en dos de los cuatro puntos fijos de la tubería, con piezómetros y con celdas de presión.
5. Se calculó la pérdida de carga, como la diferencia entre las presiones en los dos puntos en metros, teniendo en cuenta que la colocación de la tubería es completamente horizontal.
6. Se determinó la viscosidad cinemática del agua con la temperatura medida, y se calculó el número de Reynolds.
7. Se calculó el factor de fricción *f* por la ecuación 1.
8. Se calculó la *n* de Manning por la ecuación 3.

Los puntos 2 a 8 de este procedimiento se repitieron para diferentes gastos. Se emplearon cuatro puntos para tomar las lecturas de presión, numerados como 1, 2, 3 y 4. En los puntos 2 y 3 siempre fueron colocadas las dos celdas de presión de que se disponía. En la mayoría de las mediciones los piezómetros fueron colocados en los puntos 1 y 4, pero también se hicieron mediciones con piezómetros colocados en los puntos 2 y 3.

Se realizaron de esta manera un total de 172 determinaciones de *f* y *n* sobre un tubo de PVC de 6" de diámetro nominal (155.3 mm de diámetro interior real), donde la velocidad del flujo *V* se varió de 0.25 m/s a 2.5 m/s.

Se utilizó el mismo procedimiento para los así llamados tubos de "Polietileno de Alta Densidad (PEAD) de pared exterior corrugada y pared interior lisa", usados en proyectos de alcantarillado. A pesar de que por su nombre se pretende que tal tubo tiene una pared interior lisa, la pared interior en realidad es ligeramente ondulada. La Figura 6 muestra un corte del tubo, donde se observa la ondulación interior. Se midió la altura de la ondulación, que resultó de 0.94 mm.

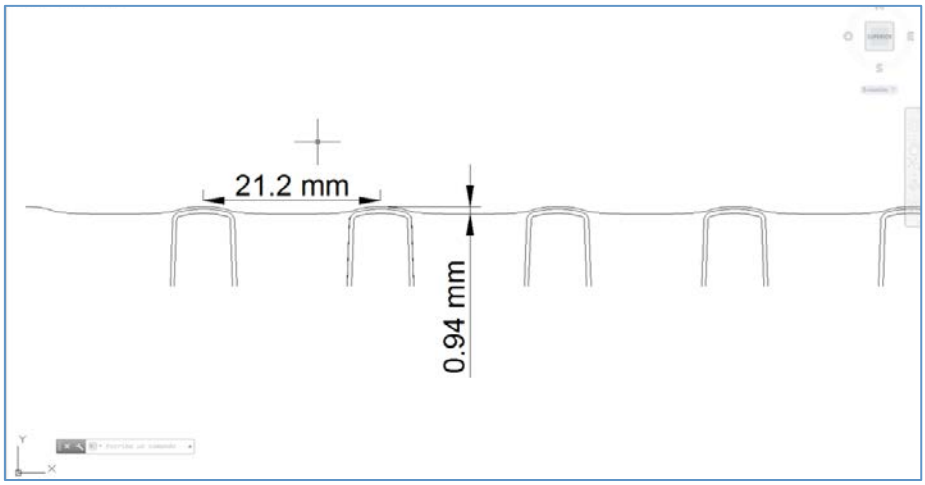


Figura 6.- Corte de la superficie interior del tubo de 6" de PEAD.

Se emplearon también cuatro puntos fijos para tomar las lecturas de presión, numerados como 1, 2, 3 y 4, pero en el caso de este tubo se contó con 4 celdas de presión y cuatro piezómetros, por lo que midió en los tramos entre los puntos 1 y 2, 1 y 3, 1 y 4, 2 y 3, 2 y 4, 3 y 4, en todos los casos con celdas de presión y piezómetros en todos los puntos. Se realizaron de esta manera un total de 228 determinaciones de *f* y *n* sobre un tubo de polietileno de 6" de diámetro nominal (151.76 mm de diámetro promedio interior real).

En la Figura 7 se muestra una parte de los resultados experimentales, mostrando la variación de *n* en función de la velocidad, para cada uno de los tubos indicados. Como referencia se

incluye la variación teórica aplicando la ecuación propuesta por (Kammand, 1988) para tubería de 6 pulgadas con rugosidad absoluta ε = 0.002 mm.

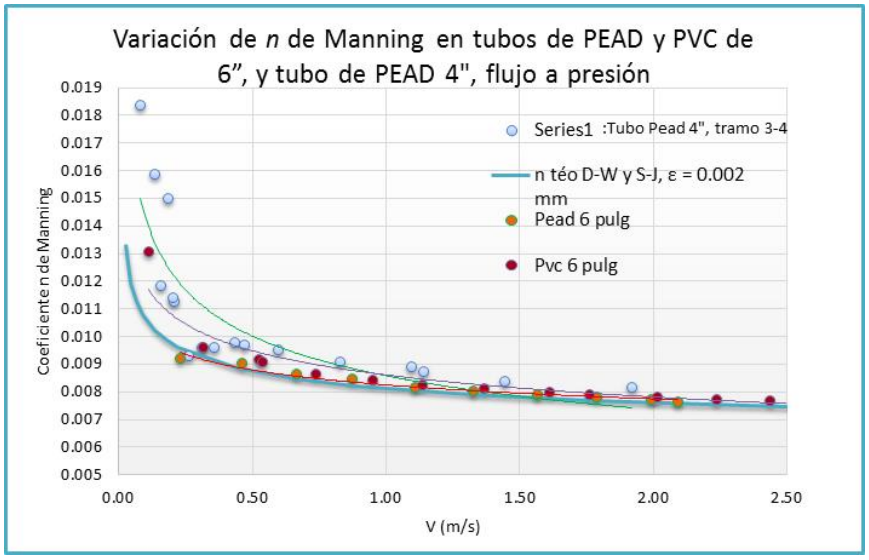


Figura 7.- Variación de *n* de Manning experimental en tubos a presión de PEAD, en 4 y 6 pulgadas, y PVC de 6 pulgadas de diámetro.

A pesar de que el tubo de PEAD analizado no es liso, sino que ligeramente ondulado en su interior, las mediciones de pérdida de carga efectuadas mostraron que la pérdida de carga, y con esto el factor de fricción *f* y la *n* de Manning son casi los mismos como los del tubo liso de PVC, y con el mismo comportamiento respecto al número de Reynolds. Se procedió a buscar una explicación de este hecho, que se encontró en la relativamente poco conocida teoría de Henry Morris, publicada por primera vez en los años 50 del siglo pasado en Morris (1959), igual que en Morris et al. (1972), y retomada recientemente por algunos investigadores a nivel internacional (Giustolisi et al. (2008), Tullis (2012) y (Calomino et al. (2015)). Morris (1959) define tres categorías del régimen de flujo en un conducto rugoso:

1) de rugosidad aislada (llamado flujo turbulento en tubo semi liso)
2) de interferencia de estelas, en inglés "wake interference" (llamado flujo hiper turbulento)
3) flujo rasante, en inglés "skimming flow" (llamado flujo turbulento en tubo quasi liso)

El flujo turbulento en tubo semi liso se caracteriza por la turbulencia con fricción por arrastre en la pared entre las rugosidades, generación de vórtices independientes y su disipación en la cercanía de las rugosidades aisladas. En este régimen, las estelas y las zonas de generación de vórtices se desarrollan y disipan antes de alcanzar la siguiente rugosidad. Las rugosidades actúan como cuerpos separados. Por lo tanto, las características de flujo y la geometría de la rugosidad, en particular la distancia de separación longitudinal de los elementos de rugosidad y su altura son importantes para el valor del factor de fricción.

El flujo rasante (flujo en tubo cuasi-liso) se produce cuando la distancia entre las rugosidades y su altura son similares. En este caso existe una región de agua muerta entre dos elementos de rugosidad, de modo que se desarrollan vórtices estables en los espacios entre las rugosidades y el flujo pasa por encima de las crestas de rugosidad. Por lo tanto, el flujo rasante se caracteriza por una pseudo-pared formada por crestas de rugosidad con vórtices estables que ocupan sus intersticios.

El flujo con interferencia de estelas se produce cuando los elementos de rugosidad están colocados cerca uno de otro, de modo que las zonas de separación, producción y disipación en cada elemento de rugosidad no se desarrollan por completo antes de alcanzar el siguiente elemento. Se tiene una turbulencia fuerte cerca de la pared de la tubería que sustituye la subcapa viscosa típica con una capa caracterizada por mezcla intensa. Por esta razón, Morris define este régimen como flujo hiper turbulento. La subcapa hiper-turbulenta se define por vorticidad intensa y mezcla turbulenta. Mientras tanto, en la región central del tubo prevalece la turbulencia normal, es decir, en este régimen, es posible observar dos distintas regiones: la zona central de la tubería con flujo turbulento desarrollado y la zona

cerca de la pared con flujo de interferencia de la estela. En este régimen la altura de las rugosidades no influye, mientras que la separación longitudinal de los elementos, referida al radio del tubo, es el parámetro más importante

Dada su muy ligera corrugación interna, en el tubo de PEAD analizado se tiene el primer tipo de flujo (flujo turbulento en tubo semi-liso). De acuerdo con la teoría de Morris, en el primer y en el segundo tipos de flujo (flujo turbulento en tubo semi-liso y flujo en tubo cuasi-liso) se forma una pseudo-pared lisa dentro del flujo, a cierta distancia muy pequeña de la pared física del tubo. Por esta razón, para estos tipos de flujo se pueden usar las ecuaciones de f (y con esto de n) para tubos hidráulicamente lisos multiplicadas por un coeficiente (cuyo valor es mayor que uno) que considera que la pared física del tubo en realidad no es lisa y por lo tanto depende del tamaño de las macro rugosidades, las distancias entre ellas y el coeficiente de arrastre. De esta manera las curvas f-Re, donde Re es el número de Reynolds, deben ser paralelas a la curva para tubo hidráulicamente liso de las tuberías. Se obtuvo una ecuación para esas curvas, basada en la teoría de Morris, en que intervienen la altura de la rugosidad, la distancia entre dos crestas de la misma, y un coeficiente de arrastre que depende de la forma de la rugosidad. La ecuación, con su derivación, se presenta en el informe de la segunda etapa del proyecto (Cortez Mejía et al. 2016**)**.

Pruebas en módulo con flujo a superficie libre

La medición de los tirantes se realizó por medio de tubos piezométricos y celdas de presión, colocados en el extremo final del canal, y conectados a lo largo de la tubería de prueba mediante manguera flexible transparente, en puntos distribuidos de manera uniforme. Se instalaron siete tubos de acrílico transparente de 19 mm de diámetro nominal y 1.5 m de altura, e igual número de celdas de presión. Las celdas de presión utilizadas son del tipo *Preciseline*; se utilizaron seis unidades con un rango de 0 a 2 psig y una de 0 a 2 metros de columna de agua. El procesamiento y almacenamiento de la información transmitida por las celdas se realizó también mediante el *Software READ30-PROG30*, igual como en las pruebas con flujo a presión. La temperatura del agua, a la cual se llevaron a cabo las pruebas, fue medida de la misma manera que en las pruebas en tuberías con flujo a presión.

El perfil obtenido de la medición de tirantes a lo largo de la tubería se comparó con perfiles teóricos obtenidos a partir de la ecuación dinámica de Flujo Gradualmente Variado (FGV) para diferentes valores de n, cada uno para los diferentes valores de caudal de prueba, de tal manera que aquel valor cuyo perfil mejor coincidía con el experimental se consideraba el valor buscado. Para el cálculo de los perfiles teóricos se hizo uso del software HIDRA-BAS, desarrollado en la División de Estudios de Posgrado en Ingeniería (DEPFI) Campus Morelos de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), el cual realiza el cálculo numérico con base en las ecuaciones 10 a 12 (Pérez Ostos, 2015).

$$\frac{dz}{dx} + \frac{d}{dx}\left(y\cos\theta + \alpha\frac{v^2}{2g}\right) + \frac{dhf}{dx} = 0 \qquad [10]$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S - S_f}{1 - F_r^2\cos\theta} \qquad [11]$$

$$S_f = \left(V\ \frac{n}{R^{\frac{2}{3}}}\right)^2 \qquad [12]$$

La Figura 8 muestra el perfil de los tirantes experimentales (Yexp) y el perfil de los tirantes teóricos (Yteó), para caudales de 0.00013 m^3/s y de 0.04941 m^3/s en tubo de PEAD de 12 pulgadas.

La n de Manning se evaluó también globalmente para la extensión del canal, de manera aproximada, mediante la pendiente de energía de los tramos entre tomas de presión, donde se calculó la S_f con los tirantes medidos en extremos del tramo y la longitud del mismo. Se determinó la energía en dos puntos de medición de tirantes de flujo (ver Figura 9), para de ahí obtener la

pérdida h_f y la propia pendiente de energía S_f en el tramo respectivo, conforme a las ecuaciones 13 a 15, considerando las mediciones de caudal y tirante realizadas.

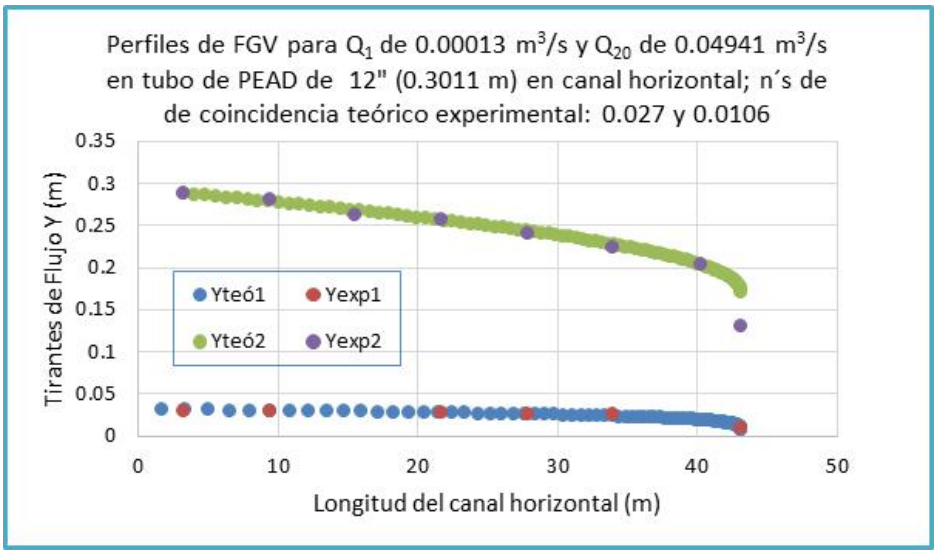


Figura 8.- Perfiles de FGV teórico-experimentales para Q_1=0.00013 m^3/s y Q_{20}=0.04941 m^3/s.

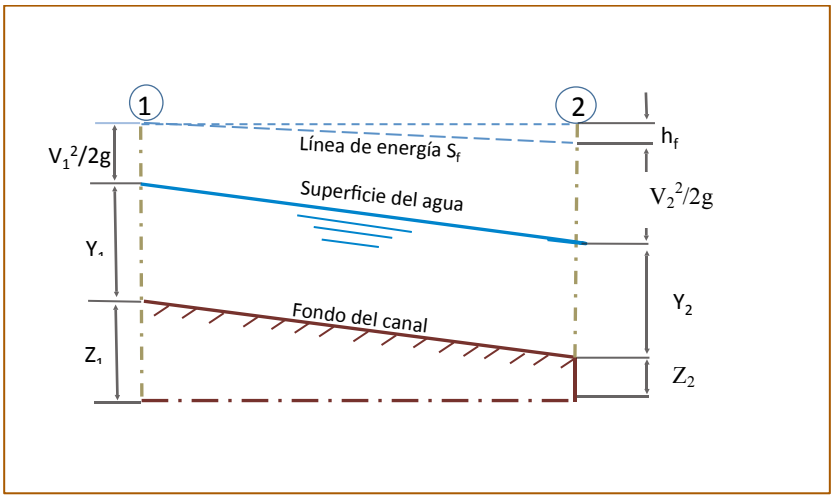


Figura 9.- Energía en flujo a superficie libre gradualmente variado.

$$h_f = \left(z_{1+}y_1 + \frac{v_1^2}{2g}\right) - \left(z_2 + y_2 + \frac{v_2^2}{2g}\right) \qquad [13]$$

$$s_f = \frac{h_f}{L} \qquad [14]$$

$$n = \frac{1}{v} R^{\frac{2}{3}} s_f^{\frac{1}{2}} \qquad [15]$$

La ecuación 15 se aplicó con datos de velocidad V y radio hidráulico R promedios de las secciones inicial y final del tramo considerado. Adicionalmente a la n de Manning de cada caudal de prueba se determinaron los valores del factor de fricción f de la fórmula de Darcy-Weisbach, aplicable a flujo uniforme y cercanamente uniforme en canales, según la ecuación 16 (Chow, 1959).

$$f = \frac{8gRS}{V^2} \qquad [16]$$

Los resultados de *n* y *f* obtenidos por ambos métodos, con perfiles teóricos de FGV y mediante la pendiente de energía, fueron muy parecidos.

Se realizaron pruebas en tubería de PEAD de 12 pulgadas de diámetro nominal con 20 diferentes tirantes y caudales de flujo, de Q_1=0.00013 m^3/s a Q_{20}=0.04941 m^3/s; y tubería de PVC de 12 pulgadas de diámetro nominal con 19 diferentes tirantes y caudales de flujo, de 0.00105 m^3/s a 0.0494 m^3/s. En la Figura 10 se muestra una parte de los resultados obtenidos, con el uso del método aproximado de pendiente de energía. Para velocidades mayores de 0.45 m/s los valores del coeficiente *n* de Manning para el tubo de PVC son ligeramente inferiores y siguen la misma tendencia a los para el tubo de PEAD, pero la diferencia es mayor para las velocidades menores. Se requiere de trabajo futuro para explicar esta diferencia, por lo que estos resultados deben considerarse como preliminares.

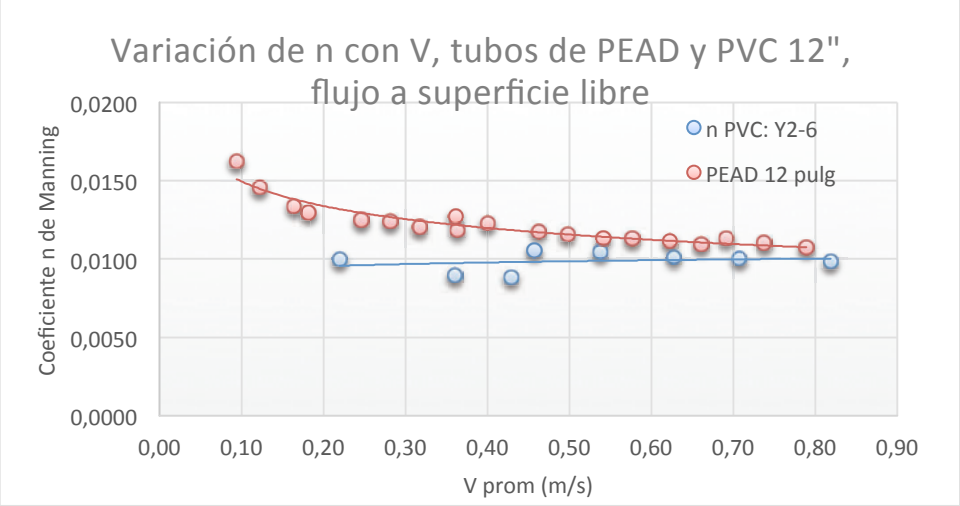


Figura 10.- Comparativa de la variación de *n* con *V*, entre tubos de PEAD y de PVC de 12 pulgadas de diámetro nominal.

CONCLUSIONES

El coeficiente *n* de Manning no es una constante para una tubería dada, como generalmente se asume en la práctica, sino que depende de su diámetro y del número de Reynolds, de la misma manera como el factor de fricción *f* de Darcy-Weisbach, tanto para flujo a presión como para flujo a superficie libre. En pruebas con tubos de PEAD y PVC de 12 pulgadas de diámetro nominal, con flujo con superficie libre a gravedad sobre canal horizontal, en PEAD *n* varió de 0.030 a 0.0118, con velocidad media del flujo *V* desde menos de 0.05 m/s a cerca de 0.8 m/s. En el tubo de PVC *n* se mantuvo alrededor de 0.010, para velocidades de 0.2 m/s a 0.8 m/s. En tubos de PEAD y PVC de 6 pulgadas de diámetro con flujo a presión, en ambos casos *n* varió de manera casi igual de 0.0095 a 0.0077, con *V* de 0.25 m/s a 2.5 m/s. Para PEAD a presión de 4 pulgadas *n* varió de forma similar.

Los tubos de PVC de comportan como tubos hidráulicamente lisos, por lo que su factor de fricción *f* de Darcy-Weisbach y su *n* de Manning con flujo a tubo lleno pueden ser obtenidos por ecuaciones sencillas, que fueron obtenidas en este trabajo y comprobadas con las mediciones. Estas ecuaciones pueden aplicarse también para tubos hidráulicamente lisos de otros materiales. La *n* de Manning a tubo lleno, en particular, depende del diámetro del tubo, y es mayor para diámetros mayores.

Los tubos de Polietileno de Alta Densidad analizados, que llevan el nombre “de pared exterior corrugada y pared interior lisa” están en realidad ligeramente ondulados en su pared interior. Su comportamiento hidráulico a tubo lleno no obstante es muy similar a los tubos de PVC, y su factor de fricción *f* de Darcy-Weisbach y su *n* de Manning con flujo a tubo lleno pueden ser obtenidos por las mismas ecuaciones, con una ligera corrección que refleja la altura de la rugosidad,

su forma, y la distancia entre dos crestas de la misma. La explicación de este comportamiento similar se da por la teoría de H. Morris, que postula que los tubos con rugosidades asiladas se comportan con pseudo lisos hidráulicamente.

A diferencia del caso de flujo a presión, el comportamiento del coeficiente *n* del PVC a superficie libre, es diferente al del PEAD. Se requiere de trabajo futuro para explicar esta diferencia. Con flujo a superficie libre, en tubería de PEAD de 12 pulgadas de diámetro, probada con 11 diferentes caudales, de 0.00284 m^3/s a 0.03565 m^3/s, con pendiente horizontal, los perfiles experimentales de FGV fueron comparados con perfiles teóricos para determinar la *n* de Manning, obteniendo un valor promedio de 0.01245. Evaluando directamente en tramos del perfil experimental, a través de la pendiente de energía, el promedio resulta de 0.01333.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Barfuss, S. L. (1988). *Friction factor tests on High Density Polyethylene Pipe-Hydraulics, Report No. 204.* Utah Water Research Laboratory, Utah State University Foundation.

CIACUA (2009). *Determinación del coeficiente n de Manning y de la rugosidad absoluta Ks de la tubería de alcantarillado ADS 600 mm (interior liso)*. Centro de Investigación en Acueductos y Alcantarillados (CIACUA), Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia.

CPPA-PPI (2000). *TR 36-2000-Hydraulic considerations for corrugated polyethylene pipe*. Obtenido de PLASTICS PIPE INSTITUTE: http://plasticpipe.org/publications/technical-reports.html

Kammand, F. (1988). "Hydraulic friction factors for pipe flow". *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, ASCE, Vol. 114, No. 2, May 1988, pp. 311-323.

Pérez Ostos, L. G.-U. (2015). *Hidra-Bas Versión 1.0.0-Sistema computacional de hidráulica de canales***,** Tesis de maestría-DEPFI UNAM Campus Morelos*,* Jiutepec, Morelos, México

Swamee, P. and Jain, A. (1976). "Explicit equations for pipe-flow problems". *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, Vol. 102, No. 5, May 1976, pp. 657–664.

Uni.bell (2017). *Life cycle assessment of PVC water and sewer pipe and comparative sustainability analysis pipe materials.* Obtenido de PVC PIPE ASSOCIATION-Reports and Studies: https://www.uni-bell.org/application/files/4015/0525/0523/Life_Cycle_Assessment_of_PVC_Water_and_Sewer_Pipe_and_Comparative_Sustainability_Analysis_of_Pipe_Materials.pdf

Tullis, B. P. (2012). *Hydraulic Loss Coefficients for Culverts, Report 734*, National Cooperative Highway Research Program. Utah: Utah State University.

Calomino, F. Tafarojnoruz, A., De Marchis, M., Gaudio, R. and Napoli, E. (2015). "Experimental and Numerical Study on the Flow Field and Friction Factor in a Pressurized Corrugated Pipe". *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 141, No. 11, November 2015, 04015027.

Chow, V. T. (1959). *Open Channel Hydraulics*, Illinois, McGraw-Hill.

H.M. Blackburn, A. Ooi and M.S. Chong. (2007). "The effect of corrugation height on flow in a wavy-walled pipe". *16th Australasian Fluid Mechanics Conference*, Crown Plaza, Gold Coast, Australia, 2-7 December, pp. 559-566.

Morris, H. M. and Wiggert, J.M. (1972). *Applied hydraulics in engineering*, 2a edición, New York, N.Y., John Wiley.

ISO 1438/1 (1980). *Water flow measurement in open channels using weirs and venturi flumes-Part 1: Thin-plate weirs*. Standar, International. Switzerland: ISO.

Morris, H. M. (1959). "Design methods for flow in rough conduits". *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, Vol. 85, No. 7, pp. 43–62.

Giustolisi O., Doglioni, A. and Laucelli, D. (2008). "Determination of friction factor for corrugated drains", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Water Management*, 161, February 2008, Issue WM1, pp. 31–42.

Cortez Mejía, P. E., Tzatchkov, V., Rodríguez Varela, J. M., Caldiño Villagómez, I. A., Figueroa Vásquez, J. y Pellegrini Martínez, F. (2016). *Estudio del Coeficiente de Rugosidad de Tuberías, Etapa II*. Informe de proyecto, IMTA.

IAHR **AIIH**

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

APLICACIÓN DE LOS ALGORITMOS GENÉTICOS MULTI-OBJETIVO SPEA & MAGMO EN EL DISEÑO ÓPTIMO DE LA RED DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE SECTOR VIÑANI, TACNA, PERÚ

[1]Pino Vargas Edwin, [2]Quevedo Porras Violeta, [3]Alfaro Ravello Luis, [4]Avendaño Jihuallanga César, [5]Mejía Marcacuzco Jesús

[1,3,4]Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann, Tacna, Perú. E-mail: epinov@ unjbg.edu.pe, lalfaror@unjbg.edu.pe

[2]Universidad Privada de Tacna, Tacna, Perú. E-mail: zarelaq@gmail.com

[5]Universidad Nacional Agraria La Molina, Lima, Perú. E-mail: jabel@unalm.edu.pe

RESUMEN

El diseño óptimo de redes de distribución es consecuencia de un estudio hidráulico detallado, que se ha adaptado a los criterios de ingeniería, a las exigencias económicas y a la normativa vigente. Se necesita encontrar el método más efectivo que garantice calidad en los diseños para extender la cobertura del servicio de agua potable. En este contexto se aplica el Algoritmo Evolutivo Multiobjetivo (SPEA) para comprobar su efectividad en la red del Sector Viñani de la ciudad de Tacna con los resultados obtenidos aplicando el Micro Algoritmo Genético Multiobjetivo (MAGMO) con el fin de determinar cuál es el método más efectivo para el diseño de redes de distribución de agua potable. Se pretende la búsqueda de la red de mínimo costo y máxima confiabilidad, que a su vez está sujeta a múltiples restricciones del tipo hidráulicas y normativas. Se trata de una red que tiene un reservorio, con veinte circuitos básicos, noventa y un nodos y ciento treinta y nueve tuberías. Los resultados indicaron que la red optimizada con MAGMO presentó un mejor desempeño para el diseño óptimo de redes de agua que la red sin criterios de optimización, así como, la solución con SPEA. Sin embargo se demuestra que la aplicación de un algoritmo genético multiobjetivo es una efectiva técnica frente a una red sin ningún criterio de optimización.

ABSTRACT:

The design optimal distribution networks is the result of a detailed hydraulic study, which has been adapted to the engineering criteria, economic requirements and current regulations. It is necessary to find the most effective method that guarantees quality in the designs to extend the coverage of the drinking water service. In this context, the Multiobjective Evolutionary Algorithm (SPEA) is applied to verify its effectiveness in the Viñani Sector network of the city of Tacna with the results obtained by applying the Multi-Objective Genetic Algorithm (MAGMO) in order to determine which method is the most effective for the design of drinking water distribution networks. The search for the minimum cost and maximum reliability network is sought, which in turn is subject to multiple restrictions of the hydraulic and regulatory type. It is a network that has a reservoir, with twenty basic circuits, ninety-one nodes and one hundred thirty-nine pipelines. The results indicated that the network optimized with MAGMO presented a better performance for the optimal design of water networks than the network without optimization criteria, as well as, the solution with SPEA. However, it is shown that the application of a multiobjective genetic algorithm is an effective technique against a network without any optimization criteria.

PALABRAS CLAVES: Algoritmos genéticos, Optimización multiobjetivo, Redes de agua.

INTRODUCCIÓN

El Algoritmo Evolutivo Multiobjetivo de Frente de Pareto (SPEA) ha sido desarrollado por (Zitzler y Thiele, 1999). Se trata de un algoritmo que presenta características exclusivas frente a otros, radica en que guarda las soluciones no dominadas en una población externa, las cuales constituyen el frente de Pareto. Además, usa el concepto de Dominancia Pareto para asignar un valor "fitness" (aptitud) a los individuos, donde se incluye un conjunto de características en un único algoritmo que antes se habían presentado aisladas.

Es importante indicar que el "fitness" de un individuo está determinado a partir de las soluciones que se encuentran solo en la población de individuos no dominados y todas las soluciones que forman parte del conjunto externo de soluciones no dominadas participan en la selección (Yates, 1984).

De igual manera, una población es un conjunto de individuos que poseen una configuración de diámetros para cada tramo en las tuberías de la red de distribución de agua. Por lo tanto, el SPEA ha sido aplicado a las redes de distribución de agua, y se ha establecido según su funcionamiento en el diagrama Figura 1.

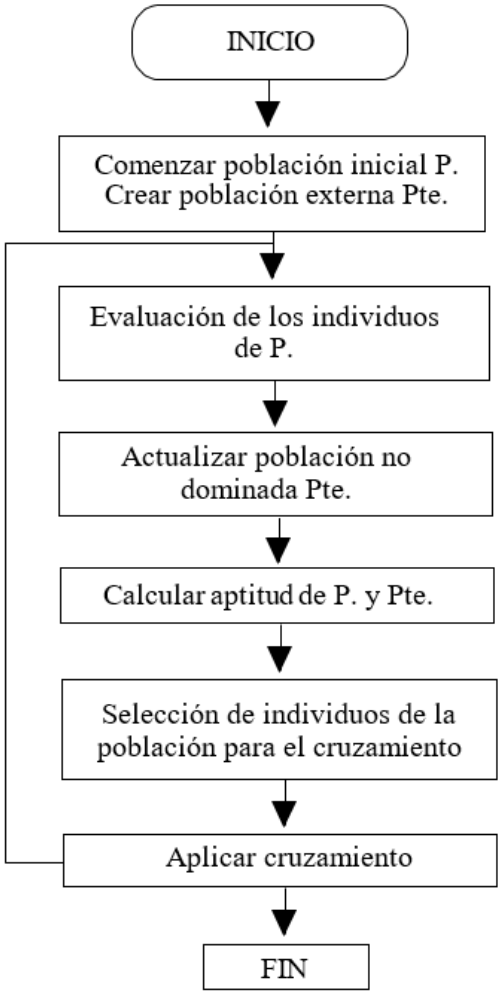


Figura 1.- Diagrama de flujo del SPEA propuesto.

METODOLOGÍA DE OPTIMIZACIÓN PROPUESTA

El empleo de algoritmos genéticos en la solución de las redes de distribución de agua ha permitido obtener un conjunto de soluciones, del cual el diseñador finalmente deberá decidir por cual optar de un grupo de redes de distribución de agua basado en dos funciones objetivos:

minimización del costo y maximización de la confiabilidad, para la red de Hanoi, se obtuvo una confiabilidad de 0,497 y un menor costo que solución obtenida por Liong y Atiquzzam y Lenhsnet (Pino et al., 2017).

En la optimización multiobjetivo de redes de distribución de agua no se ha abordado el estudio del desempeño del SPEA, por lo tanto, se propone la implementación de un algoritmo evolutivo multiobjetivo de frente de Pareto (SPEA) propuesto por (Zitzler & Thiele, 1999), el cual sigue los principios de selección natural para generar una población inicial y una población externa. De este modo, ambas son evaluadas con el propósito de marcar las soluciones no dominadas de redes posibles; así como, calcular el fitness de los individuos y aplicar posteriormente los operadores genéticos de selección por torneo y cruza para obtener una óptima generación.

Asimismo, se dispone del Micro Algoritmo Genético Multiobjetivo (MAGMO), propuesto por (Coello & Toscano, 2001), donde se posee un grupo de soluciones iniciales (denominados pobladores), a los cuales se les aplican operadores como son los de selección, cruza, mutación y elitismo, a fin de obtener una nueva población evolucionada, de la cual han sobrevivido los mejores pobladores y se ha descartado el resto.

Estos métodos se desarrollan con el fin de encontrar un conjunto óptimo de soluciones que satisfaga dos objetivos: mayor confiabilidad y mínimo costo evaluando la configuración de la red con el método del gradiente y para el cálculo de la pérdidas de carga por fricción, se empleó la ecuación de Darcy-Weisbach junto con la ecuación de Colebrook-White, resuelta usando el método de Newton-Raphson.

FASES DEL ALGORITMO EVOLUTIVO (SPEA)

Generar población inicial (P) y crear población externa (Pt_e)

El proceso empieza con la generación de una serie de individuos, se procede a realizar 2 etapas: Etapa 1: La población inicial (P) es totalmente aleatoria, se genera un conjunto aleatorio de soluciones, se escogen cadenas al azar, pudiendo contener cada gen uno de los posibles diámetros comerciales para la red propuesta. Etapa 2: Simultáneamente con la carga de la población inicial (P) se crea la población externa (Pt_e) que albergará el frente de Pareto hallado dentro del proceso de optimización como un contador para retener las soluciones no dominadas previamente encontradas; en cada generación se copia en este archivo las soluciones no dominadas y se borran las que pasan a ser dominadas.

Evaluar individuos de P

Los individuos son ordenados en base a su aptitud. Esta evaluación de una solución significa calcular el valor de las funciones objetivo y la violación de restricciones. Estos se reproducen atendiendo a una serie de criterios que otorgan mayor probabilidad de reproducirse a los mejores individuos y menor probabilidad de reproducirse a los de menos calidad.

Actualizar población no dominada (Pt_e)

Todos los individuos no-dominados de la población se copian en el archivo, los individuos dominados o duplicados se eliminan del archivo durante esta actualización. Entonces, una vez definidos los parámetros del algoritmo, población inicial y población externa, se evalúa el dominio de los individuos que componen la población general, agregando los individuos no dominados a la población externa, la cual contendrá el frente de Pareto resultante del proceso de optimización.

Calculo de adaptabilidad de los individuos P y Pt_e

La asignación de la adaptabilidad es un proceso de 2 etapas:

Etapa 1: La población externa es evaluada de acuerdo a las funciones objetivo, donde a cada solución i ∈ Pt_e se le asigna un valor real; S_i ∈ (0,1) será llamado strength (fuerte); por último, S_i es proporcional al número n_i.

$$S_i = \frac{n_i}{(N+1)} \qquad [1]$$

n_i : Número de soluciones dominadas por i en la población P

N : Número de individuos

Etapa 2: Cada individuo j perteneciente a la población externa se le calcula su aptitud, dependiendo de los valores de fuerza asignados a los individuos del archivo externo que lo dominan. Se suma 1 a ese total para asegurar que los miembros de Pt_e tengan mejor strength que los miembros de población inicial.

$$f_j = 1 + \sum_{i,i>j} S_i \qquad [2]$$

Una parte esencial del algoritmo es la asignación de aptitud que se divide en dos partes, dependiendo de la población que se está asignando. Cuanto mayor sea el fitness de una solución, mayor será la probabilidad de que la misma sea seleccionada (García & Mendoza, 2011). A los individuos de la población se les asigna un valor de fitness por cada solución del archivo externo y su fuerza S_i. El proceso se realiza de modo que los individuos dominantes y más representativos tengan mejores valores de fitness. De esta manera ambas poblaciones (P y Pt_e) se ejecutan para aplicar los operadores genéticos de selección y cruzamiento, manteniéndose constante el tamaño de la población P.

Selección por torneos del conjunto P

La población y el conjunto externo se combinan basados en su valor de aptitud strength, donde el mejor será seleccionado, es decir, los cromosomas con mejor aptitud a la función objetivo y restricciones impuestas tienen mayor probabilidad de ser seleccionados. Una vez que se han determinado los individuos se procede a la selección de los padres mediante la metodología de torneo, en la cual los pobladores se dividen en dos pares y, cada par es sometido a contienda. Los vencedores de cada torneo son los únicos facultados para obtener descendencia, en otras palabras, el cruzamiento.

Aplicar cruzamiento

Los ocho padres resultantes anteriormente son sometidos al operador genético de cruzamiento para la obtención de cuatro hijos. El proceso para la obtención de un hijo consiste en la combinación de sus genes (diámetros en cada tramo de tubería). El método que se ha sido empleado es la combinación de un punto aleatorio, donde para cada tramo se obtiene un número al azar que determina si se heredará el diámetro del Padre Nº 01 o el Padre Nº 02. El proceso del operador genético se repite para la obtención de los cuatro hijos.

Parámetros utilizados en el Algoritmo Genético

En cuanto a los parámetros que usa el AG, los más significativos son: el tamaño de la población, el número de generaciones, la probabilidad de cruza y la probabilidad de mutación. La elección de posibles tamaños de la población para representaciones binarias de longitud fija, se puede calcular en función de la longitud de los cromosomas. Asimismo, el número esperado de generaciones hasta la convergencia puede verse como una función logarítmica del tamaño de la población (Coello, 2000). Para la optimización del SPEA se utilizó los siguientes parámetros; Número de generaciones 25. Número de genes de los pobladores 139. Tamaño de individuos 16. Número de torneos binarios 4. Cruzamiento 1 Punto y Números de hijos 4.

FUNCIONES OBJETIVO DE CONFIABILIDAD Y COSTOS

La función de confiabilidad, expresada por el índice de resiliencia de una red de agua según la ecuación [3], que se define como la capacidad de un sistema de reaccionar ante un estado de esfuerzos o el incremento de la redundancia energética y decrecimiento de la energía disipada internamente en una red (Prasad y Park, 2004), (Pino et al., 2017).

$$\boldsymbol{I_r} = \frac{\sum_{j=1}^{nu} C_j Q_j (H_j - H_j^*)}{\sum_{i=1}^{ne} Q_e H_e - \sum_{j=1}^{nu} Q_j H_j^*} \qquad [3]$$

Siendo: I_r: índice de resiliencia, Qj: Caudal demandado en cada nudo. Qe: Caudal entregado por el reservorio. He: Altura piezométrica del reservorio. Hj: Altura piezométrica real. Hj*: Altura piezométrica ideal. nu: número de nudos. ne : número de reservorios.

La función de costos según la ecuación [4], está conformada principalmente por el costo de las tuberías y accesorios a instalarse, los cuales varía exponencialmente de acuerdo al diámetro de la tubería así como el costo de instalación de las tuberías y accesorios.

$$\boldsymbol{C_T} = \sum_{i=1}^{nt} \boldsymbol{K_1 L_i D_i^{k_2}} \qquad [4]$$

Siendo: C_T: Costo total de la red. K_1: Constante en unidades monetarias. L_i: Longitud de la tubería en particular. D_i: Diámetro de una tubería en particular. k_2: Constante adimensional. Nt: número de tuberías de la red.

LA RED VIÑANI

Para la aplicación de la metodología propuesta, se ha planteado su efectuarla en la red del Sector Viñani que presenta 1 reservorio, 20 circuitos, 91 nodos y 139 tuberías; siendo 8 los diámetros comerciales disponibles, el número de soluciones posibles es de 3.38×10^{125}. Para aplicar el algoritmo se empleará como método de cálculo hidráulico el método del Gradiente junto a las ecuaciones de Darcy-Weisbach y Colebrook-White. La rugosidad absoluta considerada es de 1.5×10^{-6}m y viscosidad del fluido de $1.4 \times 10^{-6} m^2/s$, la presión mínima requerida en los nodos por la normativa peruana es 10 mca. En la Figura 2, se muestra la distribución de la red estudiada.

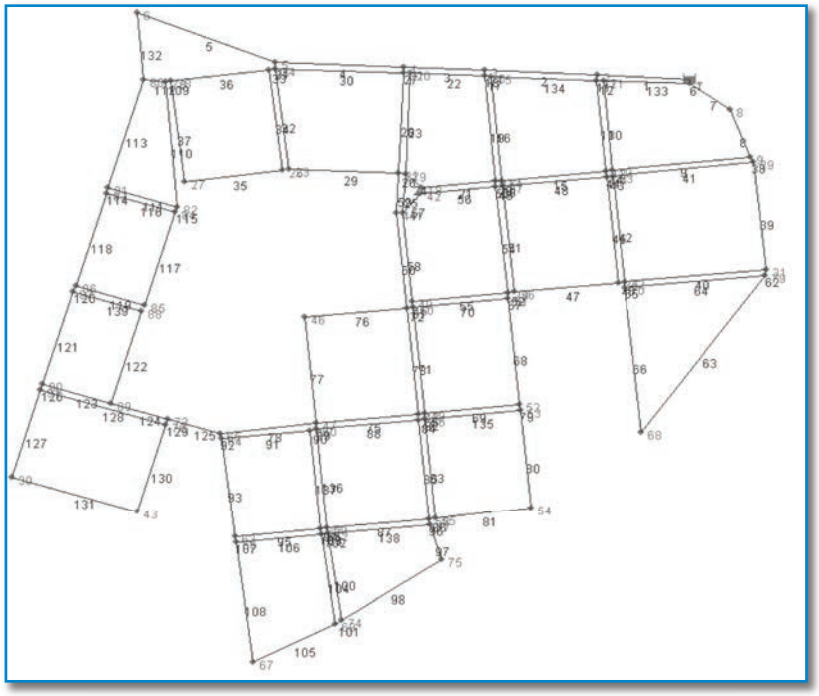


Figura 2.- Red Viñani, Tacna, Perú.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En la Figura 3, se observa el resultado del procesamiento de la iteración 1 a 25, nos muestra la población de respuestas y el óptimo de Pareto tomando en cuenta las soluciones que cumplen las restricciones impuestas. La Figura 4, muestra la comparación de resultados de los métodos estudiados, obteniéndose un mínimo 0.42 y un costo mínimo de S/ 2530803.86, los resultados máximos fueron de 0.95 y S/ 2579050.81 para la confiabilidad y costo respectivamente. La elección de la red óptima es la más adecuada al estar ubicadas todas las respuestas en el frente de Pareto, siendo el diseñador quién tendrá que elegir entre el que tenga menor costo y baja confiabilidad; la de mayor confiabilidad que genera un mayor costo o elegir con características intermedias.

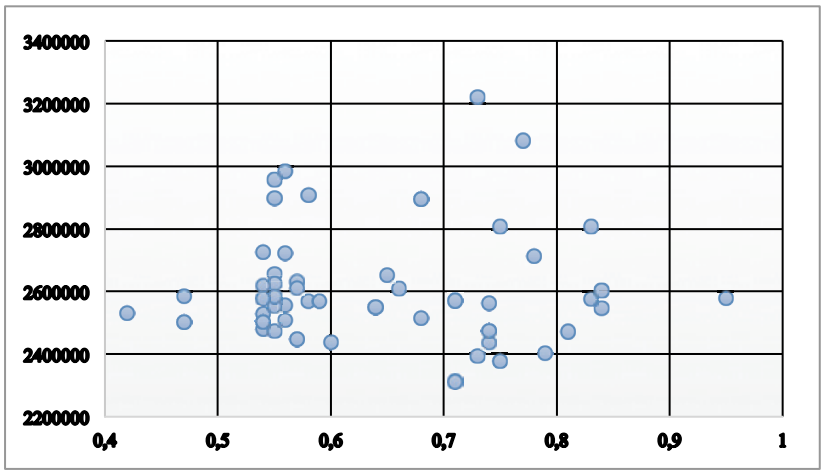


Figura 3.- Población de respuestas y el óptimo de Pareto en la Iteración 1 al 25.

Según la Figura 4, la solución MAGMO y SPEA representan un mejor valor para la confiabilidad de las redes de distribución de agua a comparación de la red sin optimización. Entonces podemos decir que la elección del grupo de redes resultantes finales, siempre será una red optimizada al estar ubicadas todas las respuestas en el frente de Pareto, pudiendo elegirse la que tenga el menor costo posible con la contrapropuesta de una baja confiabilidad, la de mayor confiabilidad que generaría un alto costo para su implementación, o elegir una red con características intermedias. Para la zona de estudio se pretende dar un servicio eficiente y confiable en el Sector Viñani sin despreciar un costo apropiado.

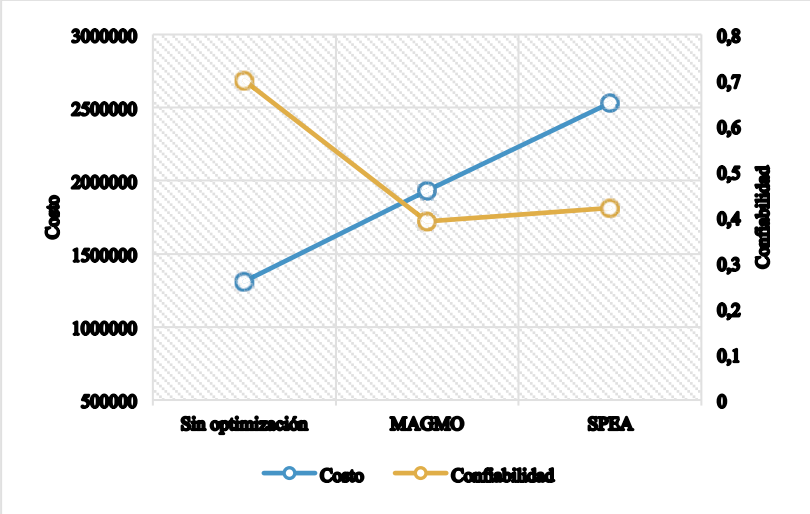


Figura 4.- Comparación de resultados de los Métodos Iteración 1 al 25

Al comparar los resultados obtenidos, el MAGMO tiene un mejor desempeño que el SPEA para ambas funciones al ser menor Ir en 0.029 y un costo menor en S/ 597 058.25. A su vez al compararla con la red sin optimización se tiene un mejor índice de confiabilidad en 0.28, pero con un costo mayor en S/ 1 219 253.03. En la Tabla 1, se tiene que las menores velocidades se dan con la solución MAGMO de 1.94 m/s; con SPEA 2.43 m/s; y la solución de la red sin optimización 2.59 m/s.

Las presiones resultantes en los nodos de la red del Sector Viñani muestran que la presión mínima para la red aplicando el SPEA se da en el nodo Nº 19 con un valor de 12.08 mca y una presión máxima en el nodo N°66 con 68.14 mca; en la solución de la red aplicando MAGMO es en el nodo Nº 32 con un valor de 23.275 mca y una presión máxima en el nodo N°21 con 68.46 mca, en la solución de la red sin optimización en el nodo Nº 14 con un valor de 10.14 mca y una presión máxima en el nodo N°66 de 45.49 mca. La solución con MAGMO ha tenido un valor de presión mínima y máxima por encima de las otras dos soluciones.

Tabla 1.- Resultados Comparativos de la aplicación de métodos.

	SIN OPTIMIZACIÓN	MAGMO	SPEA
Velocidad máxima (m/s)	2.59	1.94	2.43
Presión mínima (mca)	10.14	23.28	12.08
Presión máxima (mca)	45.50	68.46	68.14
Costo (S/)	1 311 550.83	1 933 745.61	2 527 767.66
Confiabilidad (Ir)	0.70	0.39	0.42

CONCLUSIONES

El SPEA se aplica a redes de gran tamaño, minimiza el problema y reduce los tiempos de cálculo. Realiza un análisis integral que implica una optimización simultánea de dos funciones objetivo: Máxima confiabilidad y mínimo costo para un diseño óptimo que asegura la calidad del método. De este modo, se puede adoptar cualquier alternativa de acuerdo a las necesidades.

Se evidencia notables mejoras respecto a los métodos tradicionales de diseño que se limitan a verificar condiciones hidráulicas y no pretenden optimizar el diseño de la red de agua potable. El costo estimado de la red optimizada es económicamente superior a la red sin optimización (S/. 2 530 803.86 vs S/. 1 311 550.83), sin embargo al incluir como parámetro a optimizar en el diseño la confiabilidad de la red de agua potable, se hizo evidente que la red más confiable es la optimizada con un índice de resiliencia de 0.42 contra un índice de resiliencia de 0.70 vulnerable a todo tipo de fallas.

El MAGMO tiene mejor desempeño que el SPEA, los resultados indicaron que con el algoritmo SPEA tiene una confiabilidad de 0.42 y un costo estimado de S/. 2 530 803.86 el cual es superior al costo estimado con la implementación del MAGMO en S/. 597 058.25, además una confiabilidad de 0.391 con menos probabilidad de fallas.

REFERENCIAS

Coello Coello Carlos A. (2000). Treating Constraints as Objectives for Single-Objective Evolutionary Optimization. Engineering Optimization, 32(3):275–308.

Coello, C., & Toscano, G. (2001). Multiobjective optimization using a micro-genetic algorithm. Proceedings of the genetic and evolutionary computation conference, 274-282.

García, C. A., & Mendoza, S. (2011). Implementación de un Algoritmo Evolutivo en la Planeación de Inversiones de un Sistema de Distribución de Energía. Scielo.

Prasad, T.D. and Park, N.S. (2004). Multi-Objective Genetic Algorithms for Design of Water Distribution Networks. Journal of Water Resources Planning and Management (ASCE), 130, 73-82. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9496(2004)130:1(73)

Pino V. Edwin, Valle C. Angely, Condori P. Franz, Mejía M. Jesús, Chávarri V. Eduardo & Alfaro R. Luis (2017). Diseño Óptimo de Redes de Distribución de Agua Usando Un Software Basado En Microalgoritmos Genéticos Multiobjetivos. Revista Iberoamericana del Agua, 6-23,https://doi.org/10.1080/23863781.2017.1317087.

Yates, D. F., Templeman, A. B., and Boffey, T. B. (1984). "The computational complexity of the problem of determining least capital cost designs for water supply networks". Engg. Optimization, 7(2), 142-155.

Zitzler, E., and Thiele, L. (1999). "Multiobjective Evolutionary Algorithms A Comparative Case Study and the Strength Pareto Approach," IEEE Transactions on Evolutionary Computation, Vol. 3, No. 4, 1999, pp. 257-271.

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

ESTUDIO DE LA EFICIENCIA DE UN DISPOSITIVO OWC EN PRESENCIA DE UNA TRINCHERA EN UN FLUIDO ESTRATIFICADO

A. Medina-Rodríguez[1], A. Martínez[2] y R. Silva[3]
[1]Estudiante de doctorado, UNAM Cd Universitaria, Coyoacán, 04510, Ciudad de México, México.
E-mail: ayrtonamedinar@gmail.com
[2]Estudiante de doctorado, UNAM Cd Universitaria, Coyoacán, 04510, Ciudad de México, México.
E-mail: alexander_mtz_flores@hotmail.com
[3]Profesor. Instituto de Ingeniería, UNAM Cd Universitaria, Coyoacán, 04510, Ciudad de México, México.
E-mail: RSilvaC@iingen.unam.mx

RESUMEN:

El presente estudio analiza el efecto producido por una trinchera en el desempeño de un dispositivo de columna de agua oscilante (OWC) en un fluido estratificado. El problema de valores en la frontera es formulado de manera bidimensional en el sistema de coordenadas cartesiano dentro del contexto de la teoría lineal del oleaje. Bajo la teoría de flujo potencial, la solución al problema de valores en la frontera es obtenida por el método de acoplamiento y expansión de funciones características. Resultados numéricos para la eficiencia del dispositivo OWC son obtenidos para diversos parámetros físicos y configuraciones. El ancho y profundidad del dispositivo OWC, así como las características de la trinchera influyen en la eficiencia del dispositivo. Además de las propiedades estructurales, el desempeño del dispositivo es afectado por la relación de densidades y la localización de la interface. Para verificar el método propuesto y las expresiones obtenidas, se realiza una comparación de los resultados analíticos con aquellos encontrados en la literatura especializada y una buena concordancia es alcanzada.

ABSTRACT:

This paper analyzes the effect of a submarine trench on the performance of an Oscillating Water Column (OWC) device in a stratified fluid. The analysis is based on the linearized water-wave theory in water of finite depth. Under the potential flow approach, the associated boundary value problem is solved by the matched eigenfunction expansion method. Numerical results for the OWC device efficiency for several physical parameters and configurations were obtained. The effects of the trench depths and the distance of the trench from the surface piercing barrier on the efficiency of the OWC device are discussed in detail. In addition to the structural properties, the OWC performance is dependent on the fluid density ratio and the interface location. In order to verify the computational results, these are compared with results published in specialized literature and very good agreement was achieved.

PALABRAS CLAVES: Columna de Agua Oscilante; Fluido estratificado; Eficiencia

INTRODUCCIÓN

La incursión en el desarrollo de tecnologías basadas en la energía marítima ha estado fundamentada en el estudio y diseño de estructuras marítimas, cuya característica es la transformación de la energía del oleaje en mecánica y a su vez en eléctrica. Uno de los convertidores de energía proveniente del oleaje que ha sido mayormente estudiada es la Columna de Agua Oscilante o OWC (Oscillanting Water Column, por sus siglas en inglés). La columna de agua oscilante, la cual fue nombrada así por el inventor Yoshio Masuda, es ampliamente estudiada debido a su sencillez geométrica, escaso impacto ambiental, mantenimiento relativamente económico y por practicidad al poder ser construida en casi cualquier región costera (Masuda y McCormick, 1987). Básicamente, la estructura geométrica de ésta es cilíndrica y hueca con una sección transversal que puede tener diversas formas. Ésta se encuentra parcialmente sumergida, permitiéndole tener una conexión directa con el mar; parte de su interior está ocupado por aire, el cual se comprime o expande según sea la oscilación de la columna de agua generada por las fluctuaciones del oleaje, dicho aire comprimido se expulsa a través de una tobera, que lo conduce hasta una turbina para finalmente generar electricidad.

En la literatura especializada, los primeros trabajos que analizaron de manera bidimensional a los dispositivos OWC fueron presentados por Smith (1983) y Evans y Porter (1995). En estos estudios, el aire se asume como un fluido incompresible y las características de la turbina son lineales. Smith (1983) desarrolló una solución empleando el método de expansión de funciones características, el cual es un método favorable para resolver problemas de interacción del oleaje con cuerpos rígidos. Posteriormente, Evans y Porter (1995) resolvieron el mismo problema usando expansión de funciones características y el método de aproximación de Galerkin.

Whinttaker y Stewart (1993) llevaron a cabo experimentos para analizar la hidrodinámica de la OWC en estructuras localizadas en la línea de costa y en aguas profundas. En su estudio concluyeron que si la forma del fondo marino es seleccionada adecuadamente, la cantidad de energía útil puede incrementar el doble, en comparación con una estructura en aguas profundas. Recientemente se han desarrollado estudios de resonancia en sistemas OWC, orientados a la optimización de la energía como una función de la geometría en el sistema oscilante. Además, se ha propuesto utilizar las estructuras rompeolas de los puertos con la finalidad de empotrar en ellas un dispositivo OWC (Boccotti, 2006a, Boccotti, 2006b), resultando en un ahorro en su construcción.

Ning et al. (2015) investigó el desempeño hidrodinámico de un dispositivo OWC usando el método de elementos en la frontera de orden superior (HOBEM, por sus siglas en inglés). Ning et al. (2016) investigó de manera experimental la influencia de la inclinación del lecho marino y los parámetros geométricos en el desempeño de un dispositivo OWC. Los autores encontraron que la relación de apertura (la relación entre el área de la sección transversal en la ranura donde se expulsa el aire y el área de la sección transversal de la cámara) tiene una influencia significativa en el desempeño del dispositivo. Además, reportaron que la pendiente del fondo tiene un efecto poco significativo en la frecuencia de resonancia y que la eficiencia óptima hidrodinámica aumenta con la pendiente del fondo. Anvesh et al. (2016) estudiaron la influencia que tiene la inclinación del fondo, al frente de una columna de agua oscilante, en el desempeño del dispositivo. Los autores encontraron que conforme la pendiente en el fondo aumenta, el oleaje es reflejado mayormente, lo que conduce a un decremento en la energía del oleaje que el dispositivo puede aprovechar. Rezanejad et al. (2015) y Rezanejad et al. (2016) estudiaron el desempeño de un dispositivo OWC basado en la teoría de ondas lineal con un fondo plano y escalonado. Ellos probaron que se puede obtener mejorar significativas cuando se implementa una cámara dual al dispositivo OWC y que además puede ser mejorado el desempeño al añadir un escalón en el lecho marino.

Los trabajos mencionados anteriormente analizaron la interacción del oleaje con un dispositivo de columna de agua oscilante en un solo fluido. Sin embargo, en muchas situaciones, debido al calentamiento solar sobre la superficie del océano o a la mezcla de agua dulce con agua salada, se puede observar un cambio agudo en el gradiente de densidad (Kumar et al., 2007). En estos casos, el fluido es idealizado como un fluido estratificado de dos capas, considerando que la

capa superior, el fluido más ligero, de densidad ρ_1 yace sobre un fluido más denso de densidad ρ_2. En un fluido estratificado, o de dos capas, existen dos tipos de modos propagantes debido a la existencia de la superficie libre y la interface. Entre los diversos aspectos involucrados en este fenómeno físico, uno de los más importantes es la transformación de energía que ocurre entre las olas internas y superficiales y viceversa (Lamb, 1932; Wehausen y Laitone, 1960).

En este contexto, Barthélemy et al. (2000) estudiaron la dispersión del oleaje en la superficie libre debido a un fondo escalonado en un fluido de dos capas. Posteriormente, Chamberlain y Porter (2005) usaron una técnica variacional para analizar el problema de la dispersión del oleaje en un fluido de dos capas de profundidad variable en tres dimensiones empleando la teoría lineal del oleaje. Yuan et al. (2007) determinó los rangos de validez para un sistema de dos fluidos los cuales cumplan con las necesidades en el diseño de la ingeniería oceánica.

El objetivo del presente trabajo es investigar el rol de un fluido estratificado y un fondo en forma de trinchera en la eficiencia y desempeño de un dispositivo OWC colocado cerca de una pared vertical fija. Los terrenos con trincheras se observan con frecuencia en los océanos (Wu et al., 2015). Estos son formados por fuerzas naturales (por ejemplo, las fallas oceánicas) o artificiales (como por ejemplo, para el uso de canales de navegación). En muchas circunstancias, algunos fluidos densos como son lodos, fluidos contaminados o sedimentos finos se atrapan fácilmente en terrenos con forma de trinchera. Estos fenómenos pueden afectar significativamente la hidrodinámica asociada y el medio ambiente. Por lo tanto, es importante, desde los puntos de vista de la ingeniería marítima y ambiental, comprender mejor la propagación de la onda a través de una zanja submarina con fluido denso. Para el conocimiento de los autores, el fenómeno de la interacción de un fluido estratificado con un dispositivo OWC en presencia de una trinchera, cuando la interface está localizada sobre la trinchera submarina, aún no ha sido estudiado. Por lo tanto, el trabajo se enfoca en el incremento resultante de la resonancia por dos factores; el primero, debido a la transformación de la energía del oleaje que ocurre entre el modo interno y el modo superficial y viceversa; mientras que el segundo, debido a la introducción de una trinchera rectangular asimétrica en el fondo. Usando el método de expansión de funciones características y el acoplamiento de éstas en las regiones debido a la continuidad de la masa y la presión, se obtiene un sistema de ecuaciones para la determinación de las incógnitas. Resolviendo el sistema de ecuaciones numéricamente, la investigación es llevada a cabo para distintos parámetros físicos y estructurales. Dentro del contexto de la teoría de ondas lineal bidimensional, se analizan distintas localizaciones de la interface, así como diversas dimensiones, posiciones y profundidades de la trinchera. Con la finalidad de validar los resultados numéricos obtenidos, los resultados se validan con las soluciones obtenidas por Evans (1995) y Rezanejad et al (2013).

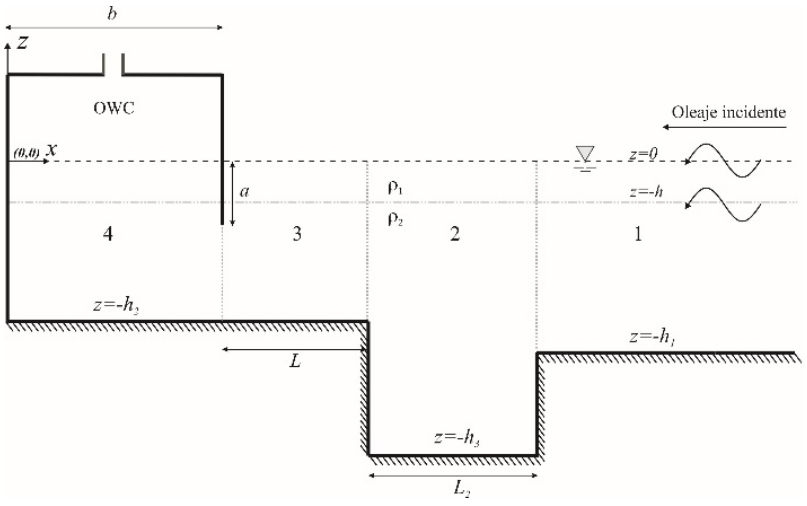


Figura 1.- Diagrama esquemático de un dispositivo OWC en presencia de una trinchera submarina en un fluido estratificado.

DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

El modelo matemático es formulado en el sistema bidimensional de coordenadas cartesianas (x, z), con el eje x siendo la coordenada horizontal, positiva a la derecha, y el eje z apuntando en dirección vertical ascendente como se muestra en la Figura 1. El origen del sistema de coordenadas es localizado en el punto de intersección de la pared rígida del dispositivo OWC y la superficie libre sin perturbar; por lo tanto, la pared rígida está situada en $x = 0$ y se extiende hasta el fondo del dispositivo. La barrera frontal de la OWC es modelada como una pared delgada localizada en $x = b$ con una profundidad a como se muestra en la Figura 1. El volumen de aire sobre la superficie libre del agua dentro de la cámara de la OWC se asume que es conectado a una turbina a través de un canal conductor. Adicionalmente, se considera un fondo en forma de trinchera rectangular asimétrica en $S \leq x \leq S_2$ con $S = b + L$ y $S_2 = b + L + L_2$, donde b es el ancho de la columna de agua dentro de la cámara, L la distancia desde la barrera delgada hasta a la trinchera y L_2 el ancho de ésta última. Por lo tanto, la topografía del fondo es definida como

$$z = \begin{cases} -h_1, & S_2 < x < \infty \\ -h_2, & 0 < x < S \\ -h_3, & S < x < S_2 \end{cases} \qquad [1]$$

con $a < h_2$.

El fluido estratificado ocupa la región $(S_2 < x < \infty, -h_1 < z < 0) \cup (S < x < S_2, -h_3 < z < 0) \cup (0 < x < S, -h_2 < z < 0)$. La barrera rígida vertical está denotada por $d_b = \{(x, z): x = S, -a \leq z \leq 0\}$, la abertura entre el fondo y la parte inferior de la barrera está definida por $d_g = \{(x, z): x = b, -h_2 \leq z \leq -a\}$, la pared vertical detrás de la cámara por $d_w = \{(x, z): x = 0, -h_2 < z < 0\}$, la superficie libre dentro de la cámara por $d_i = \{(x, z): 0 \leq x \leq b, z = 0\}$, la superficie libre fuera de la cámara $d_f = \{(x, z): b \leq x \leq \infty, z = 0\}$ y el fondo por $d_{fondo} = \{(x, z): (0 < x < S, z = -h_2) \cup (x = S, -h_3 < z < h_2) \cup (S < x < S_2, z = -h_3) \cup (x = S_2, -h_3 < z < h_1) \cup (S_2 < x < \infty, z = -h_1)\}$.

Considerando teoría lineal de oleaje, el fluido se asume inviscido, incompresible, irrotacional y harmónico en el tiempo con frecuencia angular ω. Por lo tanto, existe un potencial de velocidad $\Phi(x, z, t) = \mathrm{Re}[\phi(x, z)e^{-i\omega t}]$, donde el potencial de velocidad espacial $\phi(x, z)$ satisface la ecuación de gobierno

$$\nabla^2 \phi = 0 \qquad [2]$$

donde $\nabla^2 \equiv \partial^2/\partial x^2 + \partial^2/\partial z^2$.

La condición de impermeabilidad en el fondo está dada por

$$\frac{\partial \phi}{\partial z} = 0 \text{ en } z = \begin{cases} -h_1, & S_2 < x < \infty \\ -h_2, & 0 < x < S \\ -h_3, & S < x < S_2 \end{cases} \qquad [3a]$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial x} = 0 \quad \text{en} \quad x = \begin{cases} S, & -h_3 < z < h_2 \\ S_2, & -h_3 < z < h_1 \end{cases} \qquad [3b]$$

La condición de impermeabilidad en la pared rígida está dada por

$$\frac{\partial \phi}{\partial x} = 0 \quad \text{en} \quad x = 0, -h_2 < z < 0 \qquad [4]$$

La condición de frontera en la barrera rígida es

$$\frac{\partial \phi}{\partial x} = 0 \quad \text{en} \quad x = b, -a < z < 0 \qquad [5]$$

Asumiendo una distribución de la presión de la forma $P(t) = \mathrm{Re}[pe^{-i\omega t}]$ sobre la superficie libre dentro de la cámara, la condición de superficie libre linealizada está dada por

$$\frac{\partial \phi}{\partial z} + K\phi = 0 \quad \text{en} \quad z = 0, \ b < x < \infty, \qquad [6]$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial z} + K\phi = -\frac{i\omega p}{\rho g} \quad \text{en} \quad z = 0,\ 0 < x < b, \qquad [7]$$

donde $K = \omega^2/g$. Adicionalmente, se asume que la presión y la velocidad son continuos a través de la abertura y en la trinchera, lo cual resulta

$$\phi(x,z)|_{x=b^-} = \phi(x,z)|_{x=b^+}, \quad \left.\frac{\partial \phi(x,z)}{\partial x}\right|_{x=b^-} = \left.\frac{\partial \phi(x,z)}{\partial x}\right|_{x=b^+} \quad \text{en } -h_2 \le z \le -a \quad [8a]$$

$$\phi(x,z)|_{x=S^-} = \phi(x,z)|_{x=S^+} \quad \left.\frac{\partial \phi(x,z)}{\partial x}\right|_{x=S^-} = \left.\frac{\partial \phi(x,z)}{\partial x}\right|_{x=S^+} \quad \text{en } -h_2 \le z \le 0 \qquad [8b]$$

$$\phi(x,z)|_{x=S_2{}^-} = \phi(x,z)|_{x=S_2{}^+} \quad \left.\frac{\partial \phi(x,z)}{\partial x}\right|_{x=S_2{}^-} = \left.\frac{\partial \phi(x,z)}{\partial x}\right|_{x=S_2{}^+} \text{en } -h_1 \le z \le 0 \quad [8c]$$

Siguiendo el método de Evans y Porter (1995), el potencial total $\phi(x,z)$ se descompone en dos partes de la siguiente manera:

$$\phi = \phi^S - \frac{-i\omega p}{\rho g}\phi^R \qquad [9]$$

Además, de considerable interés son los flujos volumétricos a través de la superficie libre dentro de la cámara, los cuales se obtienen empleando la continuidad del flujo volumétrico a través de la superficie libre interna y el espacio entre la punta de la barrera y el fondo

$$q^{S,R} = \int_{d_i} \frac{\partial \phi^{S,R}}{\partial z} dx = \int_{d_g} \frac{\partial \phi^{S,R}}{\partial z} dx \qquad [10]$$

De esta manera, es posible obtener los parámetros análogos a los coeficientes de masa añadida y de amortiguación de la radiación en un sistema de cuerpo rígido, los cuales están definidos por

$$\tilde{A} = \frac{\omega}{\rho g}\mathrm{Re}\{q^R\}, \quad [11a]$$

$$\tilde{B} = \frac{\omega}{\rho g}\mathrm{Im}\{q^R\}. \quad [11b]$$

Por último, con base en la suposición de que existe una relación lineal entre el flujo volumétrico a través de la turbina y la caída de presión a través de ella, se obtiene una expresión para la eficiencia de la siguiente forma

$$\eta_{máx} = \frac{2}{\sqrt{1+(\tilde{A}/\tilde{B})^2}+1} \qquad [11d]$$

Los detalles de la derivación de tales ecuaciones se pueden encontrar en Evans y Porter (1995).

MÉTODO DE SOLUCIÓN: SOLUCIÓN SEMI-ANALÍTICA POR EL MÉTODO DE ACOPLAMIENTO DE FUNCIONES CARACTERÍSTICAS

El método de solución se describe por separado para el problema de radiación y dispersión. Los potenciales de velocidad espacial en las cuatro regiones se expanden en términos de las funciones apropiadas dadas por

$$\phi_1^R(x,z) = \sum_{j=I}^{II} A_j^R e^{-ik_j(x-S_2)}\psi_j + \sum_{n=1}^{\infty} A_n^R e^{-k_n(x-S_2)}\psi_n \qquad [12]$$

$$\phi_2^R(x,z) = \sum_{j=I}^{II}\left(E_j^R \frac{\cos w_j(S_2-x)}{\cos w_j L_2} + F_j^R \frac{\sin w_j(S_2-x)}{\sin w_j L_2}\right) G_j + \sum_{n=1}^{\infty}\left(E_n^R \frac{\cosh w_n(S_2-x)}{\cosh w_n L_2} + F_n^R \frac{\sinh w_n(S_2-x)}{\sinh w_n L_2}\right) G_n \qquad [13]$$

$$\phi_3^R(x,z) = \sum_{j=I}^{II}\left(C_j^R \frac{\cos p_j(S-x)}{\cos p_j L} + D_j^R \frac{\sin p_j(S-x)}{\sin p_j L}\right) M_j + \sum_{n=1}^{\infty}\left(C_n^R \frac{\cosh p_n(S-x)}{\cosh p_n L} + D_n^R \frac{\sinh p_n(S-x)}{\sinh p_n L}\right) M_n \qquad [14]$$

$$\phi_4^R(x,z) = \sum_{j=I}^{II} B_j^R \cos p_j x\, M_j + \sum_{n=1}^{\infty} B_n^R \cosh p_n x\, M_n + \frac{1}{K} \qquad [15]$$

donde las funciones características verticales están dadas por

$$\psi_j(k_j,z)=\begin{cases}\dfrac{N_j^{-1}\sinh k_j(h_1-h)\,(k_j\cosh k_jz+K\sinh k_jz)}{K\cosh k_jh-k_j\sinh k_jh}\\ N_j^{-1}\cosh k_j(z+h_1)\end{cases}$$

$$n=I,II,1,\ldots \qquad [16]$$

$$M(p_j,z)=\begin{cases}\dfrac{Q_j^{-1}\sinh p_j(h_2-h)\,(p_j\cosh p_jz+K\sinh p_jz)}{K\cosh p_jh-p_j\sinh p_jh}\\ Q_j^{-1}\cosh p_j(z+h_2)\end{cases}$$

$$n=I,II,1,\ldots \qquad [17]$$

$$G(w_j,z)=\begin{cases}\dfrac{Y_j^{-1}\sinh w_j(h_3-h)\,(w_j\cosh w_jz+K\sinh w_jz)}{K\cosh w_jh-w_j\sinh w_jh}\\ Y_j^{-1}\cosh w_j(z+h_3)\end{cases}$$

$$n=I,II,1,\ldots \qquad [18]$$

donde

$$N_j^2=(4k_j)^{-1}(K\cosh k_jh-k_j\sinh k_jh)^{-2}\Big[(K\cosh k_jh-k_j\sinh k_jh)^2\big[2(h_1-h)k_j+\sinh 2k_j(h_1-h)\big]-s\sinh^2 k_j(h_1-h)\big[K^2(2k_jh-\sinh 2k_jh)-k_j^2(2k_jh+\sinh 2k_jh)+2Kk_j(\cosh 2k_jh-1)\big]\Big],$$

$$n=I,II,1,\ldots \qquad [19]$$

$$Q_j^2=(4p_j)^{-1}(K\cosh p_jh-p_j\sinh p_jh)^{-2}\Big[(K\cosh p_jh-p_j\sinh p_jh)^2\big[2(h_2-h)p_j+\sinh 2p_j(h_2-h)\big]-s\sinh^2 p_j(h_2-h)\big[K^2(2p_jh-\sinh 2p_jh)-p_j^2(2p_jh+\sinh 2p_jh)+2Kp_j(\cosh 2p_jh-1)\big]\Big],$$

$$n=I,II,1,\ldots \qquad [20]$$

$$Y_j^2=(4w_j)^{-1}(K\cosh w_jh-w_j\sinh w_jh)^{-2}\Big[(K\cosh w_jh-w_j\sinh w_jh)^2\big[2(h_3-h)w_j+\sinh 2w_j(h_3-h)\big]-s\sinh^2 w_j(h_3-h)\big[K^2(2w_jh-\sinh 2w_jh)-w_j^2(2w_jh+\sinh 2w_jh)+2Kw_j(\cosh 2w_jh-1)\big]\Big],$$

$$n=I,II,1,\ldots \qquad [21]$$

y los valores carácteriticos k_j, p_j y w_j, para $j=I,II$, y ik_n, ip_n y iw_n $n=1,2,\ldots$ satisfacen las siguientes relaciones de dispersión para un fluido en dos capas

$$(1-s)k^2\tanh k(h_1-h)\tanh kh-kK[\tanh kh+\tanh k(h_1-h)]+K^2(s\tanh k(h_1-h)\tanh kh+1)=0 \qquad [22]$$

$$(1-s)p^2\tanh p(h_2-h)\tanh ph-pK[\tanh ph+\tanh p(h_2-h)]+K^2(s\tanh p(h_2-h)\tanh ph+1)=0 \qquad [23]$$

$$(1-s)w^2\tanh w(h_3-h)\tanh wh-wK[\tanh wh+\tanh w(h_3-h)]+K^2(s\tanh w(h_3-h)\tanh wh+1)=0 \qquad [24]$$

Los coeficientes A_n^R, B_n^R, C_n^R, D_n^R, E_n^R y F_n^R para $n = I, II, 1, \ldots$ son las constantes a ser determinadas. Las funciones características verticales ψ_j, M_j y G_j son funciones ortonormales que satisfacen las siguientes relaciones:

$$\int_{-h_1}^{-h} \psi_n(z)\psi_m(z)dz + s\int_{-h}^{0} \psi_n(z)\psi_m(z)dz = \delta_{nm}, \quad [25]$$

$$\int_{-h_2}^{-h} M_n(z)M_m(z)dz + s\int_{-h}^{0} M_n(z)M_m(z)dz = \delta_{nm}, \quad [26]$$

$$\int_{-h_3}^{-h} G_n(z)G_m(z)dz + s\int_{-h}^{0} G_n(z)G_m(z)dz = \delta_{nm}, \quad [27]$$

donde m y $n = I, II, 1, \ldots$ y δ_{nm} es la delta Kronecker.

Aplicando las condiciones de frontera de la manera descrita en Rezanejad et al. (2013) y usando las propiedades ortonormales Ecs. [25]-[27], obtenemos el siguiente sistema de ecuaciones para la determinación de las incógnitas:

$$\sum_{j=I}^{II} ik_j A_j^R \int_{-h_1}^{0} \psi_j G_m dz + \sum_{n=1}^{\infty}(-k_n)A_n^R \int_{-h_1}^{0} \psi_n G_m dz = \sum_{j=I}^{II}\left(\frac{-w_j F_j^R}{\sin w_j L_2}\right)\delta_{jm} + \sum_{n=1}^{\infty}\left(\frac{-w_n F_n^R}{\sinh w_n L_2}\right)\delta_{nm},$$
$$m = I, II, 1, \ldots \quad [28]$$

$$\sum_{j=I}^{II} A_j^R \delta_{jm} + \sum_{n=1}^{\infty} A_n^R \delta_{nm} = \sum_{j=I}^{II}\left(\frac{E_j^R}{\cos w_j L_2}\right)\int_{-h_1}^{0} G_j \psi_m dz + \sum_{n=1}^{\infty}\left(\frac{E_n^R}{\cosh w_n L_2}\right)\int_{-h_1}^{0} G_n \psi_m dz,$$
$$m = I, II, 1, \ldots \quad [29]$$

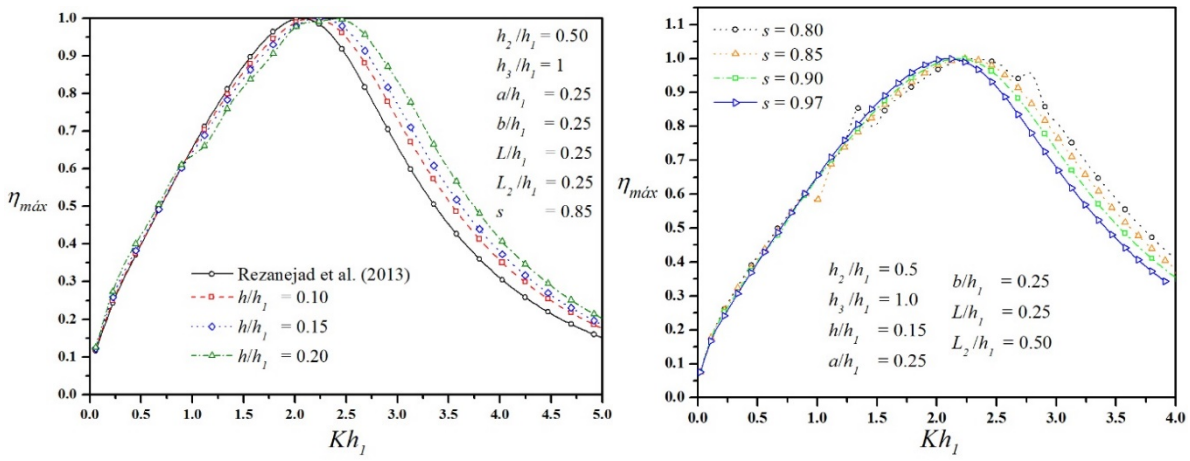
$$\sum_{j=I}^{II}(-w_j)\left(-E_j^R \tan w_j L_2 + F_j^R \cot w_j L_2\right)\delta_{jm} + \sum_{n=1}^{\infty}(-w_n)(E_n^R \tanh w_n L_2 + F_n^R \coth w_n L_2)\delta_{nm} = \sum_{j=I}^{II}\left(\frac{-p_j D_j^R}{\sin p_j L}\right)\int_{-h_2}^{0} M_j G_m dz + \sum_{n=1}^{\infty}\left(\frac{-p_n D_n^R}{\sinh p_n L}\right)\int_{-h_2}^{0} M_n G_m dz,$$
$$m = I, II, 1, \ldots \quad [30]$$

$$\sum_{j=I}^{II}\left(E_j^R + F_j^R\right)\int_{-h_2}^{0} G_j M_m dz + \sum_{n=1}^{\infty}(E_n^R + F_n^R)\int_{-h_2}^{0} G_n M_m dz = \sum_{j=I}^{II}\left(\frac{C_j^R}{\cos p_j L}\right)\delta_{jm} + \sum_{n=1}^{\infty}\left(\frac{C_n^R}{\cosh p_n L}\right)\delta_{nm},$$
$$m = I, II, 1, \ldots \quad [31]$$

$$\sum_{j=I}^{II}(-p_j)\left(-C_j^R \tan p_j L + D_j^R \cot p_j L\right)\delta_{jm} + \sum_{n=1}^{\infty}(-p_n)(C_n^R \tanh p_n L + D_n^R \coth p_n L)\delta_{nm} = \sum_{j=I}^{II}(-p_j)B_j^R \sin p_j b\, \delta_{jm} + \sum_{n=1}^{\infty} p_n B_n^R \sinh p_n b\, \delta_{nm},$$
$$m = I, II, 1, \ldots \quad [32]$$

$$-\sum_{j=I}^{II} B_j^R \cos p_j b \int_{-h_2}^{-b} M_j M_m dz + \sum_{j=I}^{II} C_j^R\left(\int_{-h_2}^{-b} M_j M_m dz - p_j \tan p_j L \int_{-b}^{0} M_j M_m dz\right) + \sum_{j=I}^{II} D_j^R\left(\int_{-h_2}^{-b} M_j M_m dz + p_j \cot p_j L \int_{-b}^{0} M_j M_m dz\right) - \sum_{n=1}^{\infty} B_n^R \cosh p_n b \int_{-h_2}^{-b} M_n M_m dz + \sum_{n=1}^{\infty} C_n^R\left(\int_{-h_2}^{-b} M_n M_m dz + p_n \tanh p_h L \int_{-b}^{0} M_n M_m dz\right) + \sum_{n=1}^{\infty} D_n^R\left(\int_{-h_2}^{-b} M_n M_m dz + p_n \coth p_h L \int_{-b}^{0} M_n M_m dz\right) = \frac{1}{K}\int_{-h_2}^{-b} M_m dz,$$
$$m = I, II, 1, \ldots \quad [33]$$

De esta manera, las Ecs. [28]-[33] proporcionan un sistema de ecuaciones algebraicas lineales, donde las incógnitas incógnitas a resolver son A_n^R, B_n^R, C_n^R, D_n^R, E_n^R y F_n^R para $n = I, II, 1, \ldots$.



(a) (b)

Figura 2.- Resultados para la eficiencia versus Kh_1, cuando la profundidad de la región 3 es idéntica a la región para (a) distintos valores de profundidad de la interface y (b) relaciones de densidad.

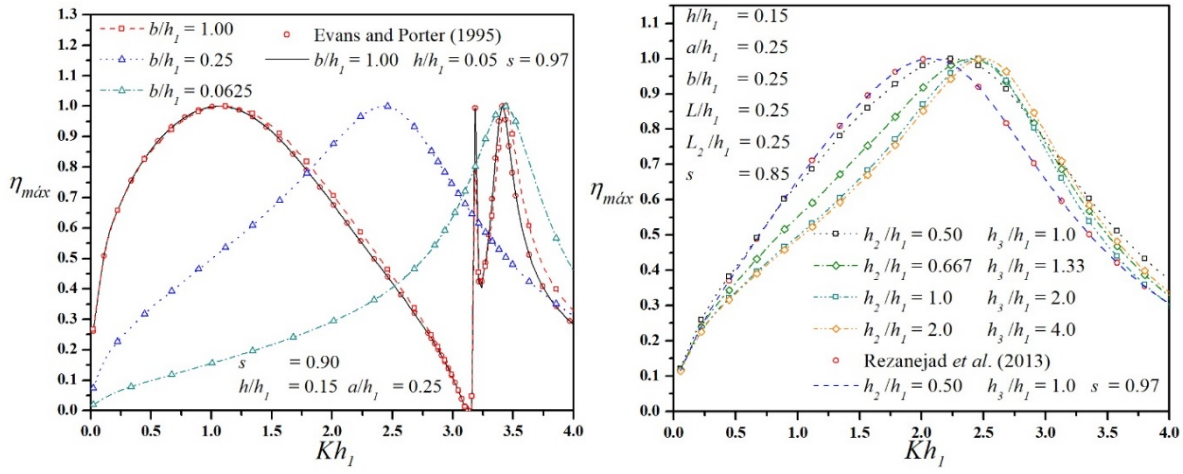
RESULTADOS

En esta sección, los resultados analíticos se proporcionan para diferentes casos. Los parámetros físicos que se mantienen fijos a lo largo de los cálculos son $\rho = 1025\ kg\,m^3$, $g = 9.81\ m/s^2$. En el método de expansión de funciones características, las sumatorias de las series infinitas presentes en el sistema lineal de ecuaciones algebraicas se truncan hasta un número finito de términos para realizar el cálculo numérico. Los límites de truncamiento de estas sumas de series infinitas dependen de la convergencia de las sumas de las series. Aquí, el número de términos requeridos para la convergencia se verifica para diferentes de valores físicos del dispositivo OWC. Se observa que los resultados convergen a una precisión requerida en el rango de 10-20 términos en las sumas de series infinitas. Para el caso cuando el lecho marino es plano, los resultados convergen a la precisión deseada incluso con 5 términos en las series infinitas. Sin embargo, 10 términos son suficientes para la precisión deseada en los casos con trinchera para diferentes configuraciones.

En la Figura 2(a), se muestran los resultados para la eficiencia de un dispositivo OWC en función del parámetro adimensional Kh_1 y son comparados con los resultados obtenidos por Rezanejad et al. (2013). Para recuperar los resultados presentados por Rezanejad et al. (2013), se consideró que la posición relativa de la interface es $h/h_1 = 0.01$ y la relación de densidades $s = 0.97$. En la Figura 2(a) se observa que cuando la interface está más cerca de la parte baja de la barrera frontal del dispositivo OWC, los valores de la eficiencia $\eta_{máx}$ aumentan para valores de la frecuencia adimensional Kh_1 mayores 2.25. Esto posiblemente se debe a que al reducir la profundidad de la capa superior agua, el valor pico de la frecuencia de resonancia disminuye. La razón se puede explicar físicamente de la siguiente manera. Al reducir la profundidad del agua, los movimientos circulares de las partículas de agua cambian gradualmente a un movimiento elíptico, de modo que la parte horizontal de los movimientos de las partículas aumentará y hará que éstas viajen más distancia durante el período de movimiento dentro de la cámara del dispositivo OWC.

Por otro lado, la Figura 2(b) muestra la eficiencia máxima versus Kh_1 para una trinchera asimétrica para distintas relaciones de densidad s(= 0.80, 0.85, 0.90, 0.97). El valor de 0.97 corresponde a relación de densidad común de un fluido de dos capas que consiste en agua dulce y agua salada. La Figura 2(b) muestra que a medida que la densidad de la capa superior disminuye,

los valores de la eficiencia $\eta_{máx}$ aumentan para valores de la frecuencia adimensional Kh_1 mayores 2.0.



(a) **(b)**

Figura 3.- Resultados para la eficiencia versus Kh_1, (a) cuando el fondo es constante y para distintos valores del ancho de cámara y (b) distintas profundidades de la trinchera.

La Figura 3(a) muestra los resultados para la eficiencia máxima versus Kh_1 para varios anchos de la cámara del dispositivo b/h_1 para un fondo marino plano en un fluido de dos capas. Para este caso, se observa que al aumentar la distancia de la barrera desde la pared, se reduce el valor de la frecuencia para el cual la eficiencia es máxima, similar a las tendencias observadas en un fluido de una sola capa. Esto puede deberse al hecho de que al aumentar el ancho del dispositivo, la distancia que las partículas de fluido de la capa superior e inferior deben viajar en un período de movimiento aumenta, lo que conduce a una disminución en el valor de Kh_1 en el que se produce la resonancia.

Por último, en la figura 3(b) se muestra la eficiencia $\eta_{máx}$ frente a Kh_1 para varias ubicaciones de la trinchera. Se observa que para valores menores a 2.3 de la frecuencia, la trinchera tiene un efecto decreciente en l$h_3/h_1 = 1.0$, lo que sugiere que la profundidad del agua en la región 3 juega un papel importante, ya que las ondas al ser reflejadas provoca una disminución en la captura de energía por parte del dispositivo OWC a eficiencia en comparación con el caso de una topografía de fondo escalonada, $h_2/h_1 = 0.50$ y .

CONCLUSIONES

El efecto de una trinchera y un fluido estratificado sobre la eficiencia de un dispositivo OWC cercano a la costa se analiza con base en la teoría bidimensional lineal del oleaje. Se consideran tres configuraciones diferentes para la trinchera. El método analítico de expansión de funciones características se presenta para resolver el problema de valores en la frontera asociado. Los resultados analíticos se comparan con los resultados encontrados en la literatura especializada y una buena concordancia es encontrada. Se observa que la existencia de una trinchera tiene un efecto significativo sobre la eficiencia del dispositivo cuando existe estratificación en el océano. Adicionalmente, se observa que la reducción en la profundidad del agua reduce sustancialmente el valor de la frecuencia máxima, lo que mejora el rendimiento del dispositivo.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Anvesh, V., Karmakar, D. and Guedes Soares, C. (2016). "Performance of oscillating water column wave energy converters integrated in breakwaters". *Proceedings of the 2nd International Conference on Progress in Renewable Energies Offshore*, *Taylor & Francis Group*, London, UK, pp. 295-302.

Barthélemy, E., Kabbaj, A. and Germain, J.-P. (2000). "Long surface wave scattered by a step in a two-layer fluid". *Fluid Dynamics Research,* Vol. 26(4), pp. 235–255.

Boccotti, P. (2006a). "Comparison between a U-OWC and a conventional OWC". *Ocean Engineering*, Vol. 34(5-6), pp. 799-805.

Boccotti, P. (2006b). "Caisson breakwaters embodying an OWC with a small opening Part I: Theory". *Ocean Engineering*, Vol. 34(5-6), pp. 806-819.

Chamberlain, P. G. and Porter, D. (2005). "Wave scattering in a two-layer fluid of varying depth". *Journal of Fluid Mechanics*, Vol. 524, pp. 207–228.

Evans, D.V. and Porter, R. (1995). "Hydrodynamic characteristics of an oscillating water column device". *Applied Ocean Research*, Vol. 17, pp. 155–164.

Kumar, P. S., Bhattacharjee, J. and Sahoo, T. (2007). "Scattering of surface and internal waves by rectangular dikes". *Journal of Offshore Mechanics and Arctic Engineering*, ASME, Vol, 129(4), pp. 306–317.

Lamb, H. (1932). "Hydrodynamics". *Cambridge University*, Cambridge, United Kingdom.

Masuda, Y. and McCormick, M.E. (1987). "Experiences in Pneumatic Wave Energy Conversion in Japan". *Proceedings of the International Symposium on Utilization of Ocean Waves-Wave to Energy Conversion.*

Ning, D.Z., Shi, J., Zou, Q.P. and Teng, B. (2015). "Investigation of hydrodynamic performance of an OWC (oscillating water column) wave energy device using a fully nonlinear HOBEM (higher-order boundary element method)", *Energy,* Vol 83, pp. 177-188.

Ning, D.Z., Wang, R.Q., Zou, Q.P. and Teng B. (2016) "An experimental investigation of hydrodynamics of a fixed OWC wave energy converter", *Applied Energy,* Vol. 168, pp. 636-648.

Rezanejad, K., Bhattacharjee, J. and Guedes Soares C. (2013). "Stepped sea bottom effects on the efficiency of nearshore oscillating water column device". *Ocean Engineering*, Vol. 70, pp. 25-38.

Rezanejad, K., Bhattacharjee, J. and Guedes Soares C. (2015). "Analytical and numerical study of dual-chamber oscillating water columns on stepped bottom". *Renewable Energy,* Vol. 75, pp. 272-282.

Rezanejad, K., Bhattacharjee, J. and Guedes Soares C. (2016). "Analytical and numerical study of nearshore multiple oscillating water columns". *Journal of Offshore Mechanics and Arctic Engineering*, ASME, Vol. 138(2).

Smith, C.M. (1983). "Some problems in linear water wave theory". *Ph.D. thesis*. University of Bristol, Bristol, United Kingdom.

Wehausen, J.V. and Laitone, E.V. (1960). "Surface waves." *Encyclopedia of physics*, Springer, Berlin, Vol. 9, pp. 446–778.

Whinttaker, T. and Stewart, T.P. (1993). "An experimental study of nearshore and shoreline oscillating water columns with harbors". *Proceedings of the European Wave Energy Symposium*, Edinburg, United Kingdom, pp. 151-157.

Wu, H.-L., Hsiao, S.-C. and Lin T.-C. (2015). "Evolution of a two-layer fluid for solitary waves propagating over a submarine trench". *Ocean Engineering*, Vol. 100, Part A, pp. 36-50.

Yuan, Y., Li, J. and Cheng, Y. (2007). "Validity ranges of interfacial wave theories in a two-layer fluid system". *Acta Mechanica Sinica*, Vol. 23(6), pp. 597–607.

IAHR **AIIH**

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

PROGRAMA DE CÓMPUTO PARA EL CÁLCULO DE TIRANTES CRÍTICOS EN CANALES DE SECCIÓN COMPUESTA

***Aldo Alberto Rangel Torres*[1], *Víctor Manuel Arroyo Correa* [2]**
[1] Maestría en Ingeniería Civil Hidráulica, Universidad Nacional Autónoma de México, [2] Departamento de posgrado, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, [1, 2] México.
[1] alrangelt@hotmail.com, [2] vmarroyo@tlaloc.imta.mx

RESUMEN:

Se ha demostrado que existe presencia de múltiples tirantes críticos ($yc´s$) para un mismo gasto en canales compuestos, esto debido a la solución de ecuaciones nuevas para el número de Froude basadas en los criterios de energía específica mínima y momentum mínimo.

A pesar de que hoy en día ya existen métodos para la determinación de los múltiples $yc´s$ partiendo de los criterios antes mencionados, no se ha llevado acabo su implementación en los programas de uso común, ocasionando inconsistencias en el cálculo de los perfiles de flujo gradualmente variado (FGV) en este tipo de canales.

El programa desarrollado con nombre MCDC (*Multi Critical Depth Channels*) se crea como una herramienta de apoyo para el diseño o revisión de canales de sección compuesta de 2 a 3 niveles; este incluye conceptos y métodos de cálculo tales como: la determinación de tirantes críticos múltiples a través de los enfoques de energía específica mínima (método de Blalock y Sturm) y momentum mínimo (método de Chaudhry y Bhallamudi); el cálculo de rugosidad equivalente n_e (enfoques de: Horton y Einstein, Mühlhofer y Lotter); y el cálculo de propiedades hidráulicas en flujo normalizado (ecuación de Manning) siempre y cuando existan caudal y pendiente conocidos.

ABSTRACT:

It has been demonstrated that there is presence of multiple critical depths ($yc´s$) for the same flow in composed channels, this due to the solution of new equations for Froude´s number based on the criteria of minimum specific energy and minimum momentum.

Although nowadays there are already methods for the determination of the multiple $yc´s$ based on the criteria mentioned above, its implementation has not been carried out in programs of common use, causing inconsistencies in the calculation of the gradually varied flow profiles (FGV) in this type of channels.

The program developed under the name MCDC (*Multi Critical Depth Channels*) is created as a support tool for the design or revision of composed section channels from 2 to 3 levels; This includes concepts and methods of calculation such as: the determination of multiple critical depths through the minimum specific energy approaches (Blalock and Sturm method) and minimum momentum (Chaudhry and Bhallamudi method); the calculation of equivalent rugosity n_e (approaches of: Horton and Einstein, Mühlhofer and Lotter); and the calculation of hydraulic properties in normalized flow (Manning equation) as long as there is known flow and slope.

PALABRAS CLAVES: canal compuesto, tirantes críticos múltiples, MCDC, Blalock y Sturm, Chaudhry y Bhallamudi.

INTRODUCCIÓN

Un canal compuesto consiste de un canal principal que conduce caudales pequeños en la parte más profunda de la sección y de canales laterales más elevados que se inundan al desbordarse el primero, para conducir los caudales de avenidas en conjunto.

Al analizar las variaciones de energía específica en canales de sección compuesta la posibilidad de tirantes críticos múltiples resulta muy importante, ya que afecta el cálculo de los perfiles de flujo gradualmente variado (FGV); esto obliga a buscar procedimientos más seguros en la obtención del número y magnitud de los tirantes críticos que puedan ocurrir, esto a modo de subsanar las deficiencias de los métodos convencionales.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En un canal compuesto la interacción entre los flujos en el canal principal y los laterales se complica debido a la transferencia del momentum en las inter-caras. Por otra parte, la variación del coeficiente de Manning con el tirante complica aún más la situación, ya que el tirante puede variar de manera significativa con el gasto dentro de un perfil de FGV.

Considerando lo anterior, la selección del criterio de energía específica mínima o del momentum mínimo en el cálculo del régimen crítico toma particular importancia, ya que una vez que el agua inunda las subsecciones laterales los coeficientes α de corrección del flujo de energía cinética y β de corrección del de cantidad de movimiento difieren de la unidad y más entre ellos mismos, lo que aleja la coincidencia de los criterios. (Sotelo Ávila & Cafaggi Félix, Criterios de energía específica mínima y momentum mínimo en el cálculo del régimen crítico en canales de sección compuesta, 2006)

Hoy en día ya existen métodos para la determinación de los tirantes críticos partiendo de enfoques basados en las ecuaciones de Energía específica mínima (Blalock y Sturm) y de Momentum mínimo (Chaudhry y Bhallamudi), la desventaja común en ellos es la cantidad de cálculos y tiempo empleado para llevarlos a cabo.

OBJETIVOS

1.- Presentar un programa de computadora interactivo y de fácil manejo que permita el cálculo de las propiedades hidráulicas y la determinación de la magnitud y número de tirantes críticos posibles atendiendo los enfoques de energía específica mínima y momentum mínimo, para el diseño de canales de sección compuesta.

2.- Verificar para diferentes secciones transversales de un canal, si la consistencia entre los enfoques de la energía y momentum prevalece, tal y como se indica en resultados enunciados en la literatura.

3.- Incluir en el programa una subrutina de cálculo de la rugosidad equivalente n_e, así como las propiedades del flujo normalizado partiendo de la ecuación de Manning.

MARCO TEÓRICO

Coeficiente de rugosidad equivalente

En ocasiones, la sección puede tener partes del perímetro mojado con rugosidades distintas, lo que trae como consecuencia diferentes valores de *n* para cada una. En este caso, para seguir aplicando la ecuación de Manning, es necesario calcular un valor n_e equivalente y representativo de todo el perímetro mojado, y para ello existen diferentes criterios.

- Horton, en 1933, y Einstein, en 1934:

$$n_e = \left[\frac{\sum(p_i {n_i}^{1.5})}{P}\right]^{2/3} = \left[\frac{p_1 {n_1}^{1.5} + p_2 {n_2}^{1.5} + \cdots + p_n {n_n}^{1.5}}{P}\right]^{2/3} \qquad [1]$$

- Mühlhofer en 1933, y Einstein y Banks en 1951:

$$n_e = \left[\frac{\sum(p_i {n_i}^2)}{P}\right]^{1/2} = \left[\frac{p_1 {n_1}^2 + p_2 {n_2}^2 + \cdots + p_n {n_n}^2}{P}\right]^{1/2} \qquad [2]$$

- Lotter en 1933:

$$n_e = \frac{P {R_h}^{\frac{5}{3}}}{\sum\left[\frac{p_i {R_{hi}}^{\frac{5}{3}}}{n_i}\right]} = \frac{P {R_h}^{\frac{5}{3}}}{\frac{p_1 {R_{h1}}^{\frac{5}{3}}}{n_1} + \frac{p_2 {R_{h2}}^{\frac{5}{3}}}{n_2} + \cdots + \frac{p_n {R_{hn}}^{\frac{5}{3}}}{n_n}} \qquad [3]$$

(Sotelo Ávila, Hidráulica de Canales, 2002)

Cálculo de tirantes críticos múltiples: Método de Blalock y Sturm

Ambos autores propusieron el uso de una nueva forma del número de Froude basada en el concepto de la energía específica mínima y establecieron un procedimiento de cálculo para determinar los tirantes críticos múltiples en canales de sección compuesta. Dicho número es:

$$F_B = \left(\frac{Q^2}{2\, g' K^3}\left[\frac{\sigma_2\, \sigma_3}{K} - \sigma_1\right]\right)^{1/2} \qquad [4]$$

Donde

$$\sigma_1 = \sum\left[\alpha_i \left(\frac{K_i}{A_i}\right)^3 \left(3\, T_i - 2\, R_{h_i} \frac{dP_i}{dy} - 3\, \frac{A_i}{n_i} \frac{dn_i}{dy}\right)\right] \qquad [5]$$

$$\sigma_2 = \sum\left(\frac{\alpha_i\, {K_i}^3}{{A_i}^2}\right) \qquad [6]$$

$$\sigma_3 = \sum\left[\frac{K_i}{A_i}\left(5\, T_i - 2\, R_{h_i} \frac{dP_i}{dy} - 3\, \frac{A_i}{n_i} \frac{dn_i}{dy}\right)\right] \qquad [7]$$

Y donde

$$\frac{A_i}{n_i} \frac{dn_i}{dy} = \left[\frac{1}{6} - 0.434294\, \alpha_N \sqrt{8\, g}\, \frac{n_i}{{R_{h_i}}^{1/6}}\right]\left[T_i - R_{h_i} \frac{dP_i}{dy}\right] \qquad [8]$$

La ecuación 4 representa una nueva definición del número de Froude, que para $F_B = 1$ satisface la condición de energía específica mínima en un canal compuesto. Todas las expresiones para los términos $\sigma_1, \sigma_2\, y\, \sigma_3$ admiten valores de $\alpha_i \neq 1$ en cada subsección y que el n de Manning varíe con el tirante. (Sotelo Ávila, Hidráulica de Canales, 2002)

En un canal compuesto suele existir mas de un tirante crítico, sin embargo esto no siempre se cumple, para determinar dicho intervalo de ocurrencia nos apoyamos del término:

$$\frac{F_B}{F_m} = \frac{{A_m}^{3/2}}{\sqrt{2\, \alpha_m T_m}}\left(\frac{1}{K^3}\left[\frac{\sigma_2\, \sigma_3}{K} - \sigma_1\right]\right)^{1/2} \qquad [9]$$

Una expresión donde no aparece el gasto y que resulta de dividir el Froude de toda la sección entre el de la subsección más profunda (las propiedades de esta subsección más profunda se indican con el subíndice "m"). Por lo tanto la función F_B/F_m en un canal compuesto dependerá únicamente de la geometría del mismo, de la distribución de rugosidades y coeficientes α_i en las subsecciónes, y del tirante y.

Al observar el comportamiento de la curva "$F_B/F_m - y$" se concluyó que solo existe un intervalo de gastos $Q_U(máximo)$ y $Q_L(mínimo)$ dentro del cual se presenta más de un tirante

crítico (lo que implica que no en todos los flujos se garantiza la presencia de múltiples $yc´s$, aún en canales compuestos), las ecuaciones que calculan estos gastos característicos son las siguientes:

$$Q_U = \left(\frac{g' \, {A_m}^3}{\alpha_m \, T_m} \right)^{1/2} \qquad [10]$$

$$Q_L = \frac{Q_U}{(F_B/F_m)_{max}} \qquad [11]$$

Cálculo de tirantes críticos múltiples: Método de Chaudhry y Bhallamudi

Chaudhry y Bhallamudi en 1988, presentaron un método basado en el principio del momentum y propusieron la existencia de tirantes críticos en canales compuestos aun cuando la energía específica no sea mínima, (contrario a lo afirmado por Blalock y Sturm), ajustándose estrictamente a la definición de que el número de Froude crítico, establecido por ellos, fuera igual a uno. Dicho número queda expresado de la siguiente manera:

$$F_Y = \frac{\beta \, V}{\sqrt{\frac{gA}{T} + V^2[\beta^2 - \beta + (A \, \beta'/T)]}} \qquad [12]$$

Al sustituir las equivalencias de β y su derivada β' en la ecuación 12 y considerando la posibilidad de constantes $\beta_i \neq 1$ (en cada subsección del canal compuesto) se puede llegar a la siguiente expresión:

$$\frac{g \, A}{Q^2} = \sum \left[\left(\frac{K_i \sqrt{\beta_i}}{K A_i} \right)^2 \frac{dA_i}{dy} \right] - 2 \sum \left[\frac{K_i \beta_i}{K A_i} \frac{d}{dy} \left(\frac{K_i}{K} \right) \right] \qquad [13]$$

La ecuación 13 representa la condición general de régimen crítico para canales de sección compuesta de cualquier geometría. En la misma aparece el término:

$$\frac{d}{dy} \left(\frac{K_i}{K} \right) = \frac{1}{K} \frac{dK_i}{dy} - \frac{K_i}{K^2} \sum \left(\frac{dK_i}{dy} \right) \qquad [14]$$

Donde

$$\frac{dK_i}{dy} = \frac{1}{3} \left(\frac{K_i}{A_i} \right) \left(5 \, T_i - \, 2 \, R_{h_i} \, \frac{dP_i}{dy} - \, 3 \, \frac{K_i}{n_i} \, \frac{dn_i}{dy} \right) \qquad [15]$$

Partiendo de la condición general (Ec. 13) se pueden fraccionar dos términos por separado:

$$\frac{g {A_m}^3}{Q^2 T_m} = ka \qquad [16]$$

$$C = \frac{{A_m}^3}{A \, T_m} \left(\sum \left[\left(\frac{K_i \sqrt{\beta_i}}{K A_i} \right)^2 \frac{dA_i}{dy} \right] - 2 \sum \left[\frac{K_i \beta_i}{K A_i} \frac{d}{dy} \left(\frac{K_i}{K} \right) \right] \right) \qquad [17]$$

Donde el factor C es función de la geometría de la sección y del tirante cuando este sobrepasa la subsección más profunda (designada con el subíndice "m"), de modo que al conocer el caudal y dicha geometría, las ecuaciones 16 y 17 se resuelven de forma simultánea. Gráficamente los puntos de intersección en ambas corresponderán a los tirantes críticos existentes.

Las ecuaciones son generales y se aplican a cualquier canal compuesto, con una subsección más profunda de igual altura en ambos bordos y subsecciones laterales que se inunden al crecer el caudal. (Sotelo Ávila, Hidráulica de Canales, 2002).

PROGRAMA

El programa **MCDC** (*Multi Critical Depth Channels*) desarrollado en la plataforma visual basic.net se crea como una herramienta de apoyo para el diseño o revisión de canales prismáticos de sección compuesta; este incluye conceptos y métodos de cálculo que no se abordan por otros programas de uso común, como la determinación de tirantes críticos múltiples a través de los enfoques de energía específica mínima y momentum mínimo. Las figuras 1 y 2 esquematizan el funcionamiento general del programa MCDC.

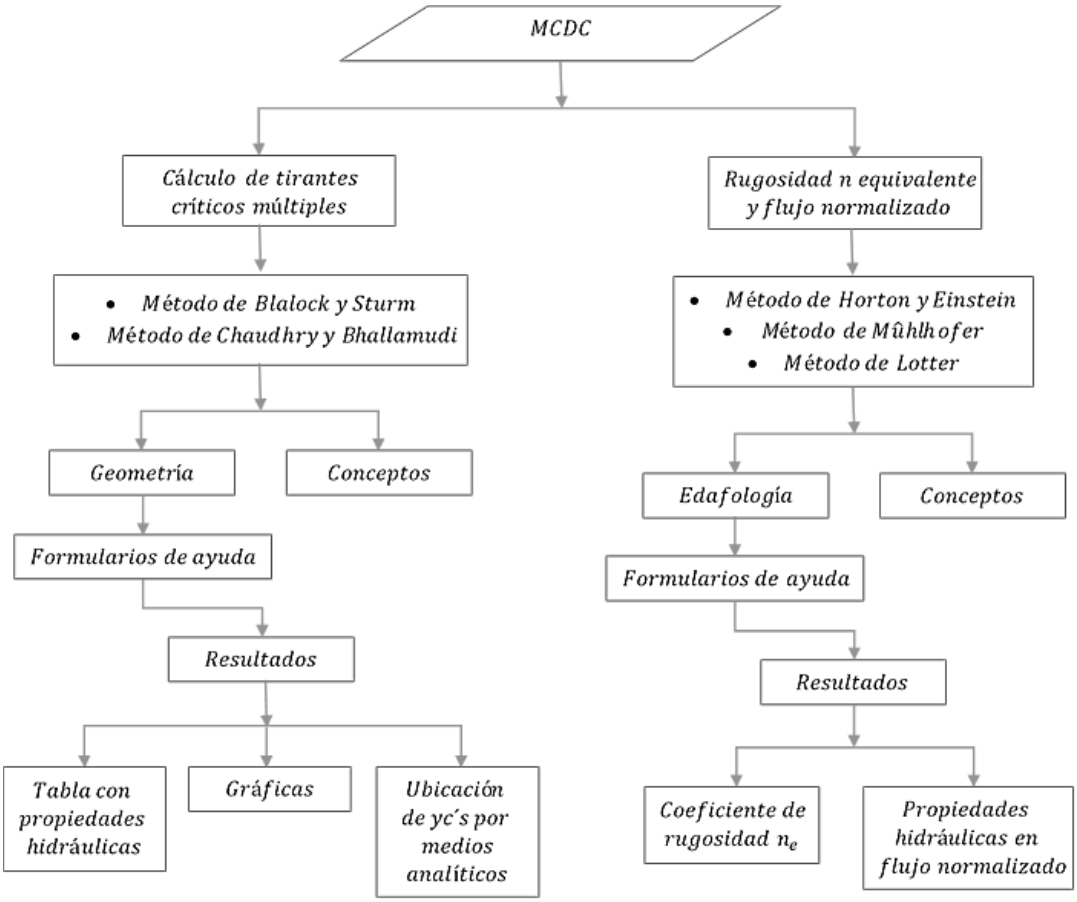


Figura 1.- Diagrama general de interfaz del programa.

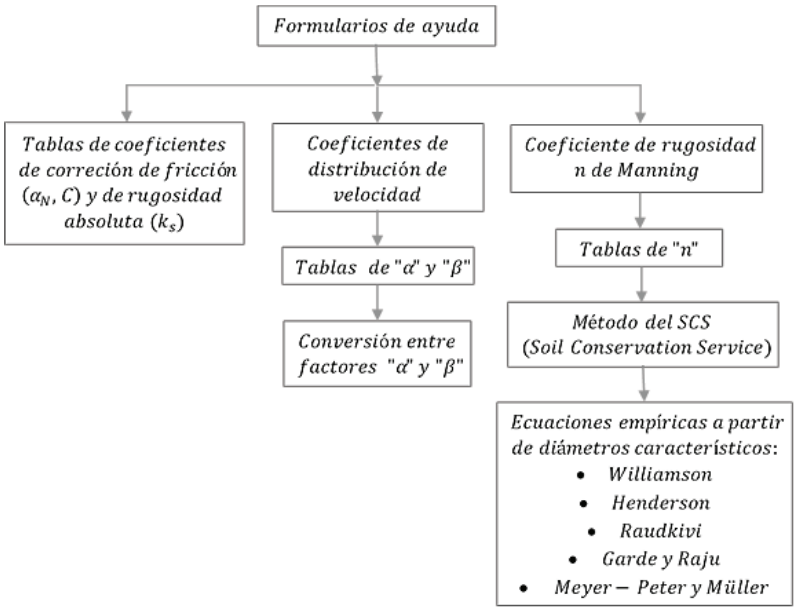


Figura 2.- Diagrama de los formularios de ayuda referidos en la figura 1.

Ventana principal del programa

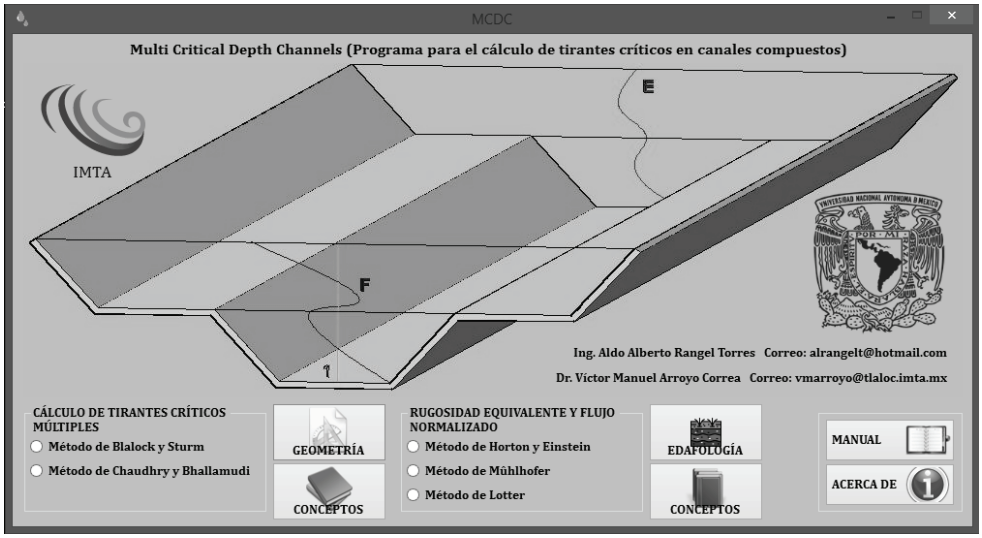


Figura 3.- Ventana principal MCDC.

Ingreso de datos al programa (Cálculo de tirantes críticos múltiples)

La ventana de geometría (Figura 4) acepta combinaciones que van desde secciones prismáticas simples, hasta combinaciones trapeciales de 2 a 3 niveles asimétricas y con distintos niveles de desbordamiento; además se incluyen las opciones de sección circular y herradura para la sección central.

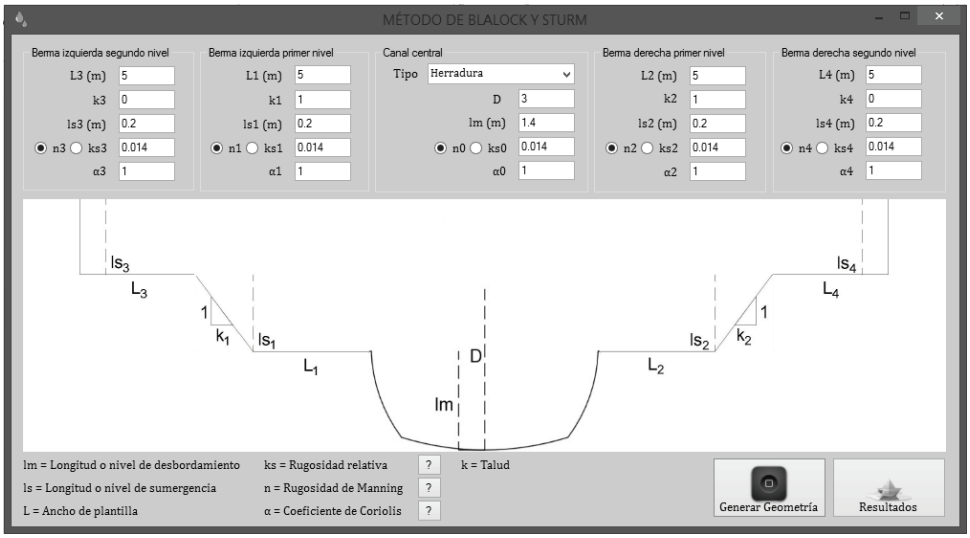


Figura 4.- Ejemplo de ingreso de geometría en MCDC.

Desde la ventana de geometría se ingresan los datos de entrada para llevar a cabo el cálculo; estos son: anchos de plantilla L, taludes k, nivel de desbordamiento l_m y niveles de sumergencia l_s, coeficientes de rugosidad (estos pueden ser de Manning n o de rugosidad relativa ks) y coeficientes de corrección de velocidad de flujo (estos pueden ser de Coriolis α o de Boussinesq β).

Generación de resultados (Calculo de tirantes críticos múltiples)

Al generar la geometría y datos de caudal el programa genera una tabla (Figura 5) con las propiedades hidráulicas de la sección tales como: área hidráulica A, rádio hidráulico R_h, ancho de superficie libre T, rugosidad n, factor de conducción $K = AR_h{}^{2/3}/n$, coeficiente de coriolis α, energía específica E, Froude F_B y gastos de frontera Q_U (máximo) y Q_L (mínimo) entre los que puede ocurrir más de un tirante crítico yc.

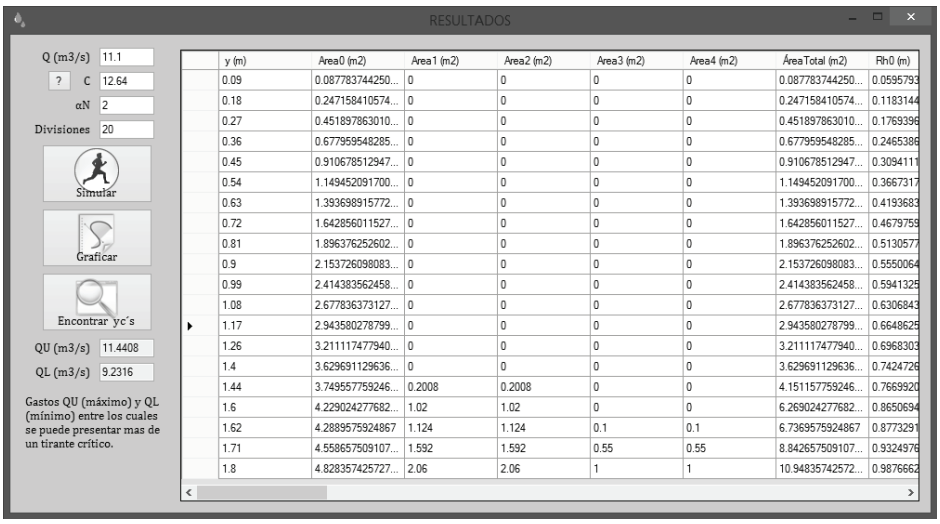


Figura 5.- Ventana de propiedades hidráulicas calculadas.

Los cálculos se realizan para el número de divisiones de canal que se requieran, y los resultados se pueden visualizar de forma gráfica o analítica. Para el método de Blalock y Sturm (Figuras 6 y 7) y para el método de Chaudhry y Bhallamudi (Figuras 8 y 9).

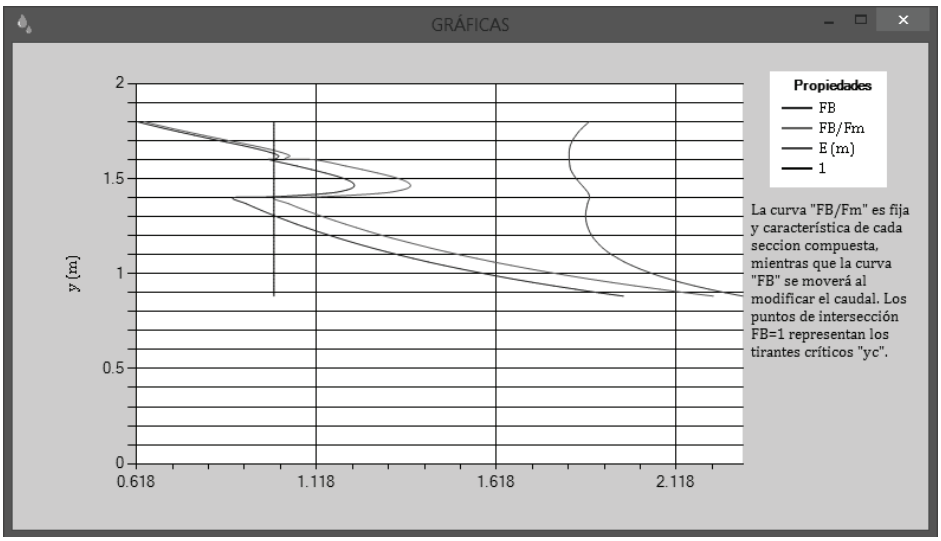


Figura 6.- Gráfica de curvas "$F_B - y$", "$F_B/Fm - y$" y "$E - y$", en ese orden de izquierda a derecha.

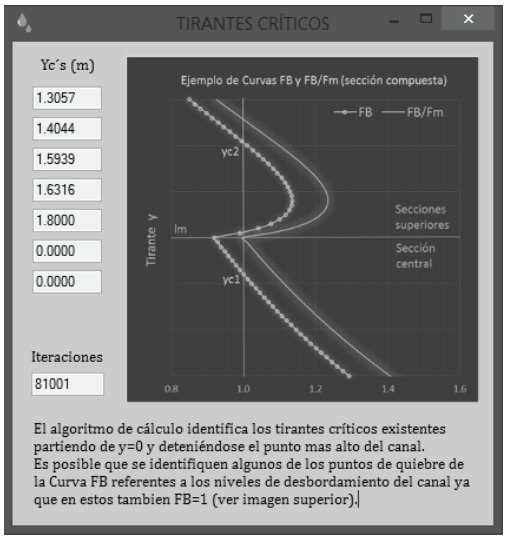


Figura 7.- Ventana explicativa con ubicación de $yc´s$ (método de Blalock y Sturm).

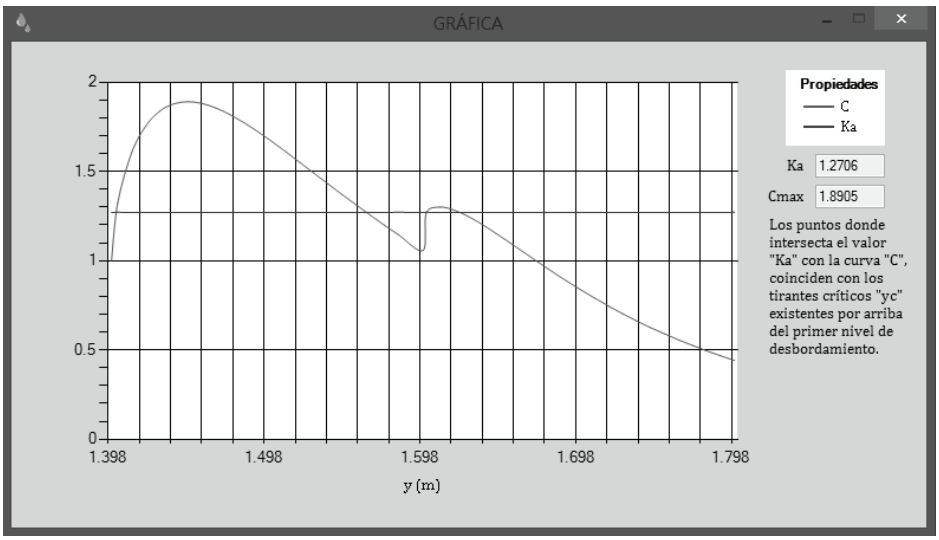


Figura 8.- Gráfica de curva "$y - C$" y constante "Ka".

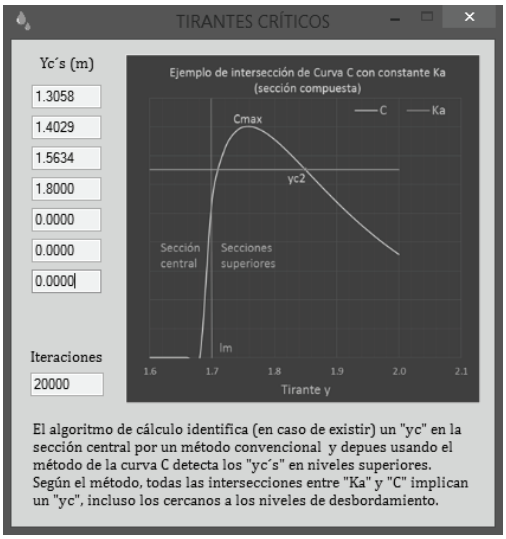


Figura 9.- Ventana explicativa con ubicación de $yc´s$ (método de Chaudhry y Bhallamudi).

Ingreso de datos al programa (Rugosidad equivalente y flujo normalizado)

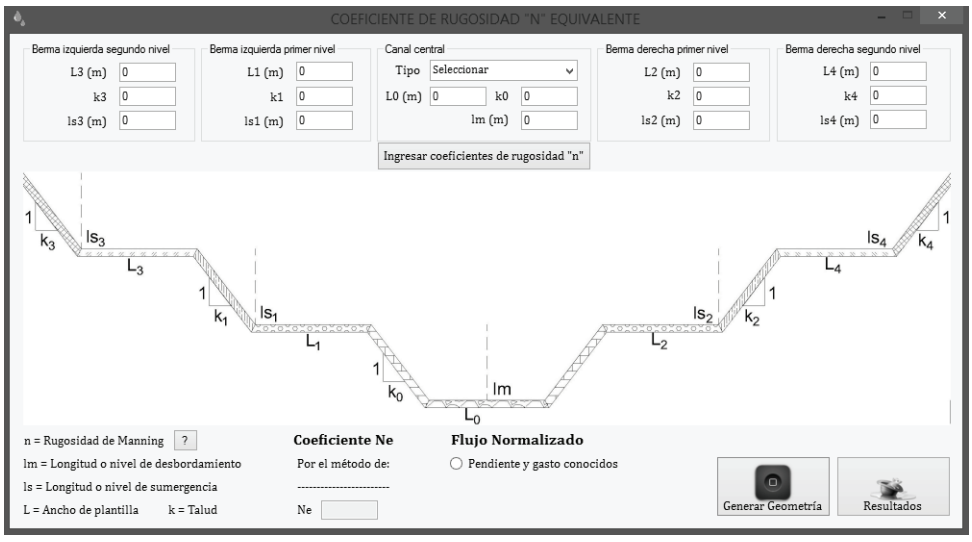


Figura 10.- Ventana de ingreso de geometría.

La ventana de ingreso de datos permite valores individuales de rugosidad para cada pared **a**, **b** o **c** dentro de cualquier subsección. Además, se cuenta con la opción "pendiente y gasto conocidos", al activarla se desplegará la opción de datos de entrada y salida adicionales. (Figura 11)

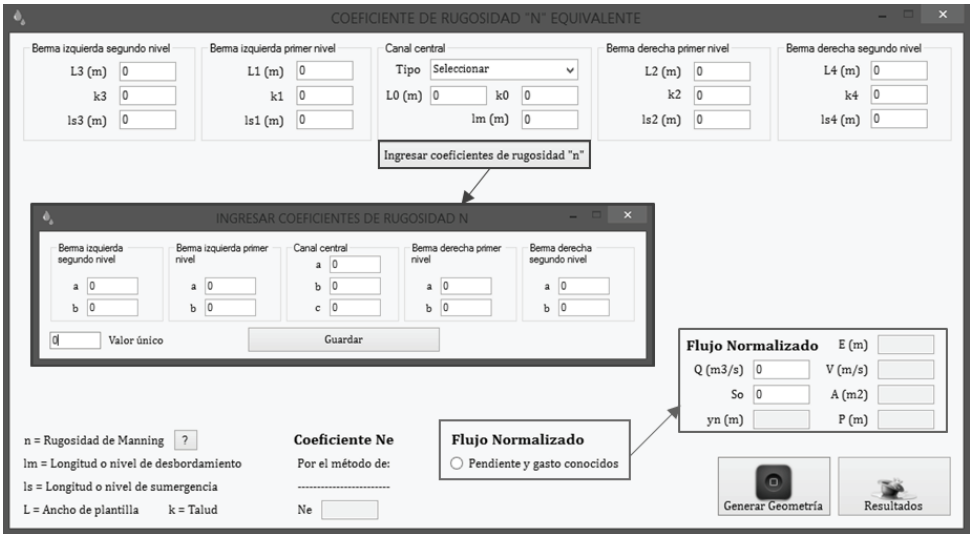


Figura 11.- Salidas posibles en rutina de rugosidad equivalente y flujo normalizado.

Generación de resultados (Rugosidad equivalente y flujo normalizado)

Las propiedades de flujo normalizado se determinan para aquel tirante normal yn que satisfaga la ecuación de Manning (Ec. 18).

$$Q = \frac{A}{n_e} R_h{}^{2/3} So^{1/2} \qquad [18]$$

El programa comenzará suponiendo el valor de n_e como si el canal fuese lleno, pero comenzará a iterar valores de tirante y y a recalcular $A_{(y)}, R_{h_{(y)}}$ y $n_{e_{(y)}}$ hasta que la ecuación se ajuste.

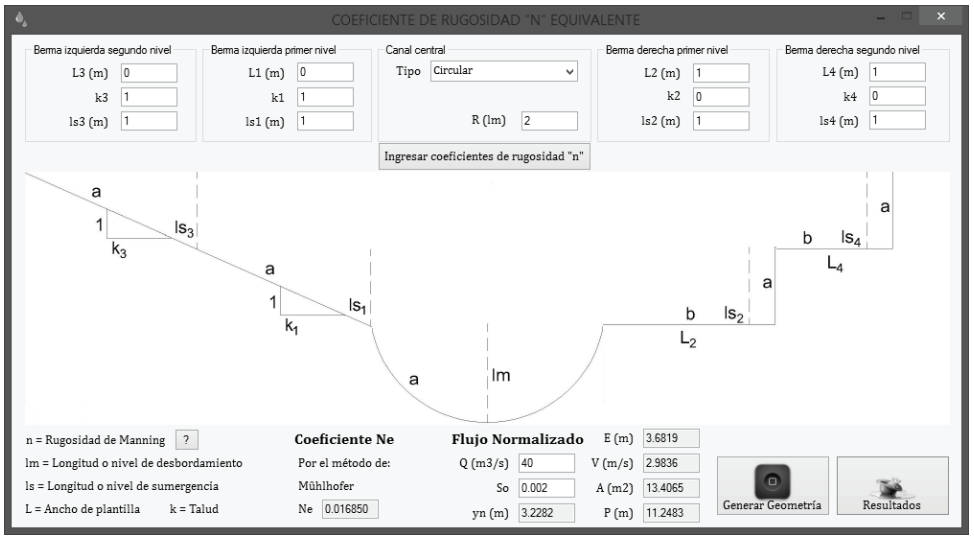


Figura 12.- Ventana de salida de valores de rugosidad equivalente y propiedades en flujo normalizado.

CONCLUSIONES

Funcionamiento y aportes del programa

El programa MCDC reproduce de forma efectiva todos los ejemplos enunciados en la literatura en la detección de tirantes críticos múltiples, mejorando la aproximación de variables tales como Q_U, Q_L y C_{max} gracias a la opción de aumentar (hasta 10000) las divisiones para el cálculo de las propiedades hidráulicas.

El programa permite el cálculo de $yc's$ por el método de momentum mínimo en secciones asimétricas de dos y tres niveles con valores de $\beta_i \neq 1$ en cada subsección, esto a diferencia de las simplificaciones realizadas por Chaudhry y Bhallamudi en el desarrollo de su metodología, donde limitaron el desarrollo y solución de la ecuación de régimen crítico para canales simétricos de dos niveles con valores de $\beta_i = 1$.

El rápido y fácil uso del MCDC ha contribuido a la revisión de una amplia cantidad de secciones transversales de canales compuestos en un periodo corto de tiempo, esto ha permitido entender mejor el comportamiento de las secciones de tres niveles cuyos casos no se abordan en la literatura.

El módulo de cálculo de rugosidad n_e y flujo normalizado ha probado ser una herramienta muy útil para cálculos rápidos de propiedades hidráulicas, esto ha permitido analizar el comportamiento de algunos canales antes de ingresar sus variables en otros programas como HEC-RAS y SWMM donde el proceso toma mucho más tiempo, en todos los casos obteniendo resultados bastante aceptables.

Análisis de resultados

Al comparar los tirantes críticos encontrados por cada criterio del MCDC se hallaron diferencias solo en los niveles superiores del canal siendo en todos los casos de 3% a 7%. Los tirantes $yc's$ obtenidos por el método de momentum son menores respecto a los del método de energía específica.

En todos los canales analizados la forma de las curvas "$F_B/Fm - y$" y "$F_B - y$" es idéntica entre el primer y segundo nivel, sin embargo en el tercer nivel estas divergen. El comportamiento anterior vuelve a ser idéntico cuando las relaciones L/l_s aumentan (es decir canales anchos con niveles de desbordamiento pequeños). Por otra parte cuando las relaciones L/l_s son pequeñas el canal compuesto tiende a comportarse como un canal de sección simple (presentando solo un mínimo en la curva "$E - y$").

Comentarios finales

Finalmente, el programa MCDC busca ser una herramienta auxiliar para entender mejor el comportamiento de los canales compuestos; la correcta ubicación de los tirantes normal y crítico(s) permitirá establecer correctamente los valores de frontera para que otros programas lleven a cabo un correcto cálculo de perfiles de flujo variado en este tipo de canales.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

Rangel Torres, A. A. (2018). Programa de Cómputo para el Cálculo de Tirantes Críticos en Canales de Sección Compuesta. Jiutepc, Morelos, México.

Sotelo Ávila, G. (2002). *Hidráulica de Canales* (Vol. 2). México, D.F.: Limusa.

Sotelo Ávila, G., & Cafaggi Félix, A. A. (2006). Criterios de energía específica mínima y momentum mínimo en el cálculo del régimen crítico en canales de sección compuesta. *Ingeniería Investigación y Tecnología, VII*, 175-184

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

AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DO MODELO HEC-RAS 1D EM RIO COM QUEDAS D'ÁGUA VARIANDO OS PARÂMETROS DO MÉTODO LOCAL PARTIAL INERTIA (LPI).

Erik Schmitt Quedi[1], Juliana Andrade Campos[1], Fernando Mainardi Fan[1]
1) Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Av. Bento Gonçalves, 950.
erik.quedi@gmail.com

RESUMO: O uso da modelagem é uma prática muito útil para o entendimento de sistemas hidrodinâmicos. O modelo HEC-RAS 1D é aplicável para simulação de escoamentos que passam pelo regime crítico, incorporando simplificações no modelo para torna-lo mais robusto e estável. O método do *Local Partial Inertia* (LPI) pode ser utilizado no modelo, em que este realiza uma simplificação da equação da quantidade de movimento em função do número de Froude. Fez-se um estudo em um trecho de rio com quedas d'água sequenciais, realizando sucessivas simulações no HEC-RAS 1D e avaliou-se os resultados em termos de estabilidade numérica e variáveis hidráulicas altura da lâmina d'água e velocidade. Os resultados sugerem que dependendo da escolha dos parâmetros do LPI, a estabilidade do modelo é melhorada, tanto em baixas e altas vazões e tem o método influência nas variáveis altura hidráulica e velocidade de forma mais suave, podendo-se perceber diferenças nas variáveis em regiões críticas.

ABSTRACT: The use of modeling is a very useful practice for the understanding of hydrodynamic systems. The HEC-RAS 1D model is applicable for simulation of flows that go through the critical regime, incorporating simplifications in the model to make it more robust and stable. The Local Partial Inertia (LPI) method can be applied in the model, in which it performs a simplification of the equation of the momentum as a function of the Froude number. A study was carried out in a river section with sequential waterfalls, performing successive simulations in the HEC-RAS 1D and the results were evaluated in terms of numerical stability and variations on hydraulic variables such as water depth and velocity. The results suggest that, depending on the choice of LPI parameters, the stability of the model is improved both at low and high flow rates and the method has influence on the variables hydraulic height and velocity in a smoother way, being possible to perceive differences in the variables in regions critical.

PALAVRAS CHAVE: HEC-RAS 1D, Local Partial Inertia.

INTRODUÇÃO

A modelagem de escoamentos em rios é uma ferramenta importante para compreensão de sistemas hidrológicos e hidráulicos. Com esta abordagem é possível analisar em uma situação simulada os níveis d'água, perfis de velocidades, entre outras variáveis do escoamento.

O modelo desenvolvido pelo *Hydrologic Engineering Center-Analysis System* (HEC-RAS) simula escoamentos variados e não variados, em 1D e 2D, resolvendo em cada iteração as equações da continuidade e conservação do momentum, comumente denotadas de equações de Saint-Venant.

Nos escoamentos, em certas situações ocorre a transição de regimes subcrítico para supercrítico, e nestes casos a simulação hidrodinâmica deve ser capaz de abranger as perturbações que acontecem ao longo do fluxo. Embora os modelos numéricos empregados no HEC-RAS sejam capazes de resolver as equações de Saint-Venant em situações complexas, são assumidas algumas aproximações e, com isso, surgem algumas limitações (Toombes e Chanson, 2011).

A modelagem de escoamentos não permanentes com regimes transitórios pode ser uma tarefa complicada. Os algoritmos que resolvem as equações se tornam instáveis quando o escoamento passa pela altura crítica (mudança de regime), causando a instabilidade da simulação (USACE, 2016). Para resolver este problema o modelo HEC-RAS possui um artifício matemático, desenvolvido por Fread et. al. (1986), denominado método LPI (*Local Partial Inertia Technique*), que propõe um fator de redução aplicado aos termos inerciais da equação da conservação do momentum conforme o número de Froude local.

O presente estudo tem como objetivo avaliar o desempenho do modelo HEC-RAS 1D utilizando o método *Local Partial Inertia (LPI)* na simulação de um rio com altas declividades, caracterizado por quedas d'água sequenciais. Para isso foram realizadas sucessivas simulações, em dois cenários de vazões (alta e baixa), variando os parâmetros do método LPI.

REVISÃO DE LITERATURA

Sharkey (2014) aponta em estudos de escoamentos dinâmicos que o modelo HEC-RAS pode fornecer resultados irreais e chama a atenção para a necessidade de um tratamento dos dados de entrada adequado. Este autor também propõe em seu estudo uma investigação de fatores causadores da instabilidade da simulação em rio e fornece um guia de protocolos para simulações de sistemas hidráulicos.

Toombes e Chanson (2011) simularam escoamentos turbulentos nos modelos HEC-RAS, MIKE11, MIKE21 e FLOW-3D, comparando os resultados com modelos físicos. Estes autores concluíram que a simulação no HEC-RAS apresentou resultados bons, em termos de perfil hidráulico em vazões baixas. E para vazões altas, apresentou diferenças entre o modelo observado e o simulado. Neste trabalho foi demonstrada a capacidade do modelo HEC-RAS 1D para previsão das ocorrências de turbulências no escoamento, como ressaltos hidráulicos, com uma precisão razoável.

Jowhar e Jihan (2012) utilizaram o modelo HEC-RAS para previsão da ocorrência de ressaltos, comparando os resultados com o modelo ADH (Adaptative Hydraulics). Observou-se neste estudo que o HEC-RAS 1D é capaz de determinar a localização dos ressaltos, embora o outro modelo comparado apresentou melhor acurácia.

Ainda neste contexto Rao e Hromadka (2016) publicaram em uma nota técnica uma comparação de dados numéricos dos modelos HEC-RAS 1D e o WSPG com dados experimentais em um canal com declividades variadas ao longo do trecho. Estes autores concluem que os dados numéricos resultantes dos modelos são satisfatórios e que ambos detectaram os ressaltos. Os autores também apontam que os modelos são bastante sensíveis ao coeficiente de rugosidade manning e que este afeta apenas na localização dos ressaltos e tem influência mínima na altura hidráulica.

O método LPI é melhor descrito em Fread et. al. (1996) em que os autores apresentam este artifício incorporado a um modelo de propagação de vazões, o FLDWAV. Os autores afirmam que esta técnica permite a obtenção de uma solução numérica estável e mantém a acurácia de modelos dinâmicos. Também fazem uma análise de erros em vazões a partir de um estudo numérico onde

compararam um modelo dinâmico e outro com o método LPI. Concluíram que existem erros na propagação de vazões pequenos, cerca de 2%, na maioria dos casos de escoamentos e chegam a ordem de 6% em estudos da propagação de vazão oriunda rompimentos de barragem.

Em um estudo similar, Fread et. al. (1996) incorporou no modelo FLDWAV o método LPI para escoamentos transitórios e realizou um estudo de rompimento de barragem. Concluíram que esta abordagem trouxe estabilidade para o modelo, e foram obtidos bons resultados se comparados a um esquema explícito progressivo no tempo sem o filtro dos termos inerciais (LPI).

MODELO HEC-RAS 1D

A simulação de escoamentos variados está baseada na solução das equações da continuidade (Equação 1) e quantidade de movimento (Equação 2). Estas equações possuem formas derivadas, que quando assumidas algumas suposições, chegam ao conjunto de equações usualmente chamadas de equações de Saint-Venant.

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{Q^2}{A}\right) + gA\frac{\partial h}{\partial x} + gAS_f - gAS_0 = 0 \quad (2)$$

x é a distância na direção do escoamento; t é o tempo; A é a área molhada da seção transversal; Q é a vazão; h é a profundidade da lâmina d'água; g é a aceleração da gravidade; S0 é a declividade do fundo e Sf é a declividade da linha de energia.

A equação 2 pode ser descrita em função de seus termos (Fan et. al., 2014).

$F1 = gAS_f$ (Força de Atrito) (3)

$F2 = gAS_0$ (Força Peso) (4)

$\mathrm{F3} = gA\frac{\partial h}{\partial x}$ (Força de Pressão) (5)

$F4 = \frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{Q^2}{A}\right)$ (Inércia Advectiva) (6)

$F5 = \frac{\partial Q}{\partial t}$ (Inércia Local) (7)

A modelagem de regimes transitórios pode levar a instabilidade numérica da simulação. Quando a altura hidráulica chega ao nível crítico (mudança de regime) as derivadas (variações no espaço e tempo) de velocidade e altura hidráulica assumem valores superestimados, causando oscilações numéricas na simulação (USACE, 2016).

MÉTODO *LOCAL PARTIAL INERTIA* (LPI)

Baseia-se na aplicação de um filtro numérico (σ) aos termos inerciais da equação de conservação do momentum, de acordo com o Froude local. O método possui dois parâmetros, o Froude limiar (Ft) e um fator exponencial m. O primeiro é o valor limite para o qual os termos inerciais serão considerados nos cálculos, ou seja, quando o Froude da seção transversal for superior ao limiar, o fator alfa é zero e os termos inerciais são totalmente negligenciados. A equação da conservação do movimento modificada pelo método LPI é mostrada na equação 3, o termo sigma (σ) é apresentado nas equações 4 e 5.

$$\sigma\left[\frac{\partial Q}{\partial t}+\frac{\partial\left(\frac{\partial Q^2}{A}\right)}{\partial x}\right]+gA\left(\frac{\partial h}{\partial x}+S_f\right)=0 \quad (8)$$

$$\sigma = 1.0 - \left(\frac{F_r}{F_t}\right)^m \qquad (F_r \leq F_t\,; m \geq 1) \quad (9)$$

$$\sigma = 0 \qquad (F_r \geq F_t) \quad (10)$$

σ é o fator LPI multiplicador dos termos inerciais, Ft é o Froude limiar para o qual o fator LPI é igualado a zero, Fr é o número de Froude da seção transversal, m é um fator exponencial de redução que define a curva do valor σ, h é a altura hidráulica, S_f é a declividade da linha de energia, Q é a vazão, A é área hidráulica e g é a gravidade.

As curvas característica de σ são apresentadas na figura 1, com Froude limiar igual a 1.

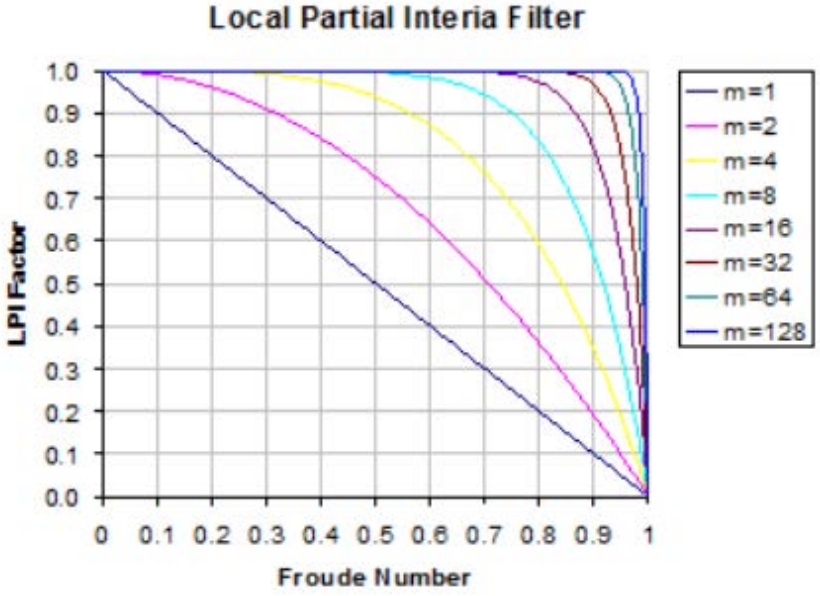


Figura 1.- Curas características do LPI (USACE, 2016).

Mustafa et. al. (2009), salienta que o método *LPI* realiza a conversão da equação de conservação de movimento (*full momentum*) para equação de onda difusiva, quando o Froude se aproxima do valor crítico, por meio da eliminação dos termos de inércia (aceleração local e advecção). Segundo USACE (2016), quanto maior for os valores dos parâmetros, aumenta-se a acurácia em vista da depreciação da estabilidade da solução, e a redução destes tornam a solução mais estável e menos acurada.

METODOLOGIA

Área de Estudo

A simulação foi realizada para um trecho do Rio Chapecó, localizado no município de Abelardo Luz, em Santa Catarina-SC (Figura 1). O trecho estudado está dentro da bacia hidrográfica do rio Chapecó, possui comprimento de 8,2 km, com característica de leito rochoso e irregular. Ainda no perímetro urbano do município de Abelardo Luz, o rio Chapecó possui uma sequência de quedas d'água, conforme Figura 2.

Vazões Simuladas

As vazões usadas na simulação foram determinadas a partir de dados da estação fluviométrica Abelardo Luz (cód. 73600000). Foram utilizados 50 anos de dados de vazões diárias, sendo desconsiderados os dias que apresentaram falhas.

Em seguida determinou-se a curva de permanência a fim de simular as vazões referentes a Q10, Q20, Q30, Q50 e Q95 de permanência. Também se determinou a vazão máxima com TR de 10 anos utilizando distribuição de Gumbel para máximos.

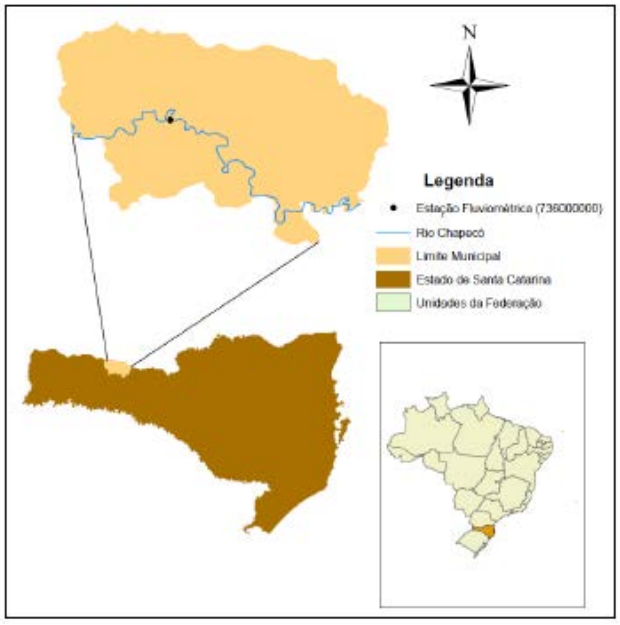


Figura 2.- Localização da área de estudo.



Figura 3(a).- Quedas d'água – Rio Chapecó.

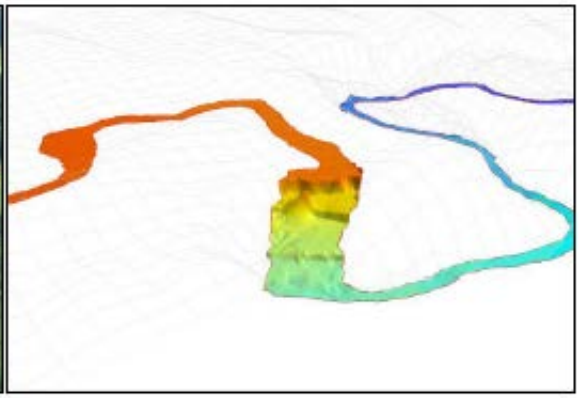


Figura 3(b).- Trecho Representado no MDT.

Modelagem Hidrodinâmica

O desenvolvimento dos testes do método LPI ocorreu em etapas de pré-simulação, e simulações sequenciais no HEC-RAS, para uma mesma geometria. Foi utilizado como dado de elevação para a modelagem um MDT de resolução espacial 1m x 1m, disponibilizado no Sistema de Informações Geográficas de Santa Catarina (SIGSC).

Primeiramente foi desenvolvido o esquema geométrico da simulação em *software* SIG, por meio da extensão GeoHEC-RAS. Esta ferramenta permite a criação de todas as feições (ou *layers*) necessárias para simulação.

Devido à ausência de dados topo batimétricos, Brunner (2014) recomenda a inclusão de um canal piloto na seção do rio. A profundidade média do canal adotada foi de 1.5 metros abaixo do nível do modelo numérico.

Na modelagem a escolha do coeficiente de rugosidade Manning n deve ser tomada criteriosamente. Na análise de Sharkey (2014) este coeficiente também é determinante na estabilidade numérica do modelo e afirma que alguns valores típicos de referência podem subestimar os valores em trechos de rios rochosos, declivosos e similares. Brunner (2014) e Sharkey (2014) recomendam a utilização da Equação 11 de Robert Jarrett para trechos declivosos.

$$n = 0.39\, S_f^{\,0.38} R_h^{\,-0.16} \quad (11)$$

n é o coeficiente de rugosidade Manning; Sf é a declividade do fundo e Rh o raio hidráulico.

Foram estimados os valores de n = 0.035 para trechos de rios sem obstáculos, n = 0.15 para margens e n = 0.22 para o trecho onde há as quedas d'água sequenciais.

A escolha dos passos espacial e temporal foi baseada em critérios de estabilidade. Brunner (2014) recomenda duas equações para o estudo do passo espacial (dx), a equação de Fread (12) e Samuals (13):

$$\Delta x \leq \frac{cT_t}{20} \quad (12)$$

$$\Delta x \leq 0.15 D / S_0 \quad (13)$$

Δx é o espaçamento recomendado entre as seções; Tr é o tempo de subida do hidrograma; c é a velocidade de propagação da onda de cheia; D é a profundidade média das seções; So declividade de fundo.

O passo temporal (dt) é obtido pela análise da condição de estabilidade de Courant (HEC-RAS Manuals). Esta condição pode ser dada na forma:

$$C_r \leq V_w \leq 1.0 \quad (14)$$

V_w é a velocidade da onda propagada.

Estas equações servem de guia para escolha, porém não garantem o valor ótimo. Neste estudo chegou-se a valores de dx igual a 3m e dt igual a 1s.

Neste estudo foi concebido dois cenários, em cada um foi simulado dois dias (48 horas) de escoamento. No primeiro cenário, propôs-se como condição de contorno à montante um hidrograma hipotético, com início na vazão de permanência Q30, com tempo de pico de 18 horas, sendo a vazão de pico igual a Q10, decrescendo um seguida até a vazão de permanência Q95. Na condição de contorno à jusante optou-se pelo uso da equação de Manning. Para o segundo cenário modificou-se apenas o hidrograma de montante, com o valor de pico igual a vazão máxima de tempo de retorno igual a 10 anos (TR 10).

Por conta de problemas de instabilidade da simulação, Sharkey (2014) e Brunner (2014) recomendam o estabelecimento de uma vazão mínima, ou seja, uma vazão permanente no trecho estudado. Foi adotada como mínima a Q95 referente a curva de permanência, igual a 12.4 m³/s.

Hot Start e Warm Up

O modelo HEC-RAS permite o aproveitamento de simulações previamente realizadas como condição inicial para uma simulação posterior, este procedimento é chamado de Hot Start. Neste modelo é possível configurar um *warm up* da simulação, que são iterações prévias à simulação dos escoamentos variados. Nesta rotina são calculadas as equações hidrodinâmicas considerando as vazões do hidrograma de entrada como permanentes e uniforme em todas as seções, com isso o programa estabelece curvas de cota-vazão ao longo do trecho. Segundo USACE (2016) os procedimentos de *hot* start e *warm* up garantem uma simulação mais estável, contudo devem ser estudadas metodologias para a correta definição destas rotinas.

Parâmetros e Tolerâncias

A correta definição de parâmetros e calibração de um modelo hidrodinâmico condiciona o sucesso da simulação. Neste estudo manteve-se em maior parte dos parâmetros do modelo HEC-RAS 1D nas configurações padrão (*default)*.

Mixed Flow Regime

Esta opção deve ser utilizada quando se sabe a priori que o escoamento em estudo transitará entre regimes, passando pela altura crítica. Com este parâmetro o modelo é capaz de simular numericamente situações que tipicamente são causas de instabilidade do modelo, como ressaltos hidráulicos e quedas abruptas do perfil d'água. Com este recurso habilitado pode-se calibrar os parâmetros do método LPI: Ft e m.

Fez-se então uma sequência de simulações combinando os parâmetros Ft e m, para os cenários 1 e 2. Os resultados das simulações foram analisados utilizando as ferramentas do próprio modelo, tais como a visualização de perfis, tabelas com as variáveis hidráulicas em cada seção e gráficos dinâmicos (múltiplas variáveis plotadas).

Foram escolhidos como objeto da análise 15 combinações de Ft e m, que correspondem ao Ft variando de 0.1 até 1.5 (valores testados) e o valor de m é o maior possível, para as soluções estáveis.

RESULTADOS E DISCUSSÕES

Após 76 sucessivas simulações, observou-se que que variando os parâmetros do LPI, o modelo pode apresentar melhora na estabilidade numérica, conforme tabelas 1 e 2.

Para o cenário 1 (vazões baixas) o modelo HEC-RAS 1D apresentou bom desempenho, já que o modelo foi capaz de convergir para uma solução numérica estável e aceitável, segundo os critérios de erros adotados, mesmo quando adotados parâmetros com valores altos.

No segundo cenário (vazões altas) se nota uma maior sensibilidade a estes parâmetros, principalmente quando o Ft se aproxima do valor crítico (igual à 1). Nesta região crítica o modelo foi capaz de convergir à solução mediante a adoção de valores de m pequenos, ou seja, maior parcela de redução nos termos inerciais da equação de quantidade de movimento.

As tabelas dos resultados da simulação em relação a sucessos e fracassos são apresentadas a seguir, em vermelho as tentativas em que o modelo não foi capaz de convergir a uma solução e em verde são as tentativas que se obteve soluções estáveis.

Tabela 1.- Sucessos (verde) e Fracassos (vermelho) da simulação do cenário 1.

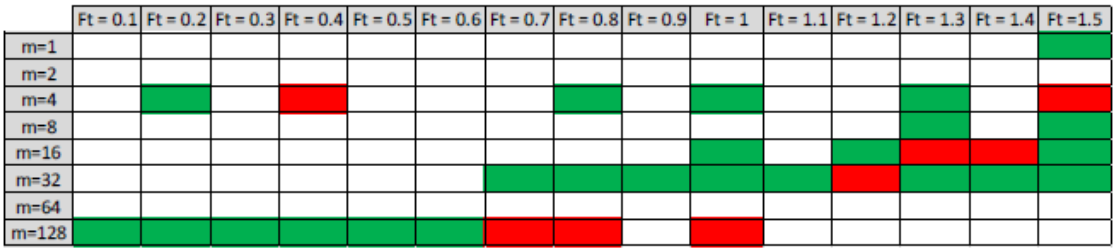


Tabela 2.- Sucessos (verde) e Fracassos (vermelho) da simulação do cenário 2.

	Ft = 0.1	Ft = 0.2	Ft = 0.3	Ft = 0.4	Ft = 0.5	Ft = 0.6	Ft = 0.7	Ft = 0.8	Ft = 0.9	Ft = 1	Ft = 1.1	Ft = 1.2	Ft = 1.3	Ft = 1.4	Ft =1.5
m=1															
m=2															
m=4															
m=8															
m=16															
m=32															
m=64															
m=128															

É recomendado na literatura que se busque os maiores valores de Ft e m possíveis, em vista de uma maior precisão (USACE, 2016). Seguindo este critério, comparou-se no perfil hidráulico, as variáveis velocidade média do escoamento e altura da lâmina d'água, para os dois cenários e em duas situações, de maior altura d'água e menor altura d'água, ou seja, no tempo correspondente ao pico e o fim do hidrograma.

É apresentado a seguir a ilustração do perfil do trecho estudado, na figura com exagero vertical.

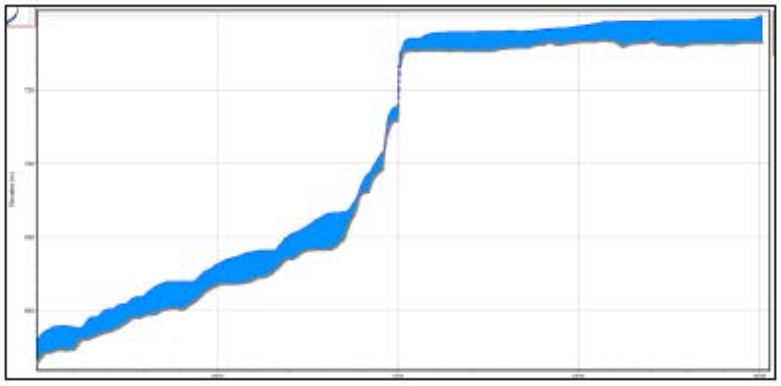


Figura 4.- Perfil hidráulico do trecho, para vazão de pico TR 10.

Cenário 1: Altura da lâmina d'água

Na condição de maior elevação da lâmina líquida observou-se que ao alterar os parâmetros Ft e m, a altura da água variou entre 0.2 a 0.7 metros. Nos pontos onde a altura líquida se aproxima da altura crítica foram observadas as maiores variações.

Observou-se que as maiores variações de coluna líquida ocorreram nas seções com as maiores quedas d'água, chegando a ordem de 0.7 metros entre os perfis Ft = 1.3; m = 32 e Ft = 0.2 e m = 128.

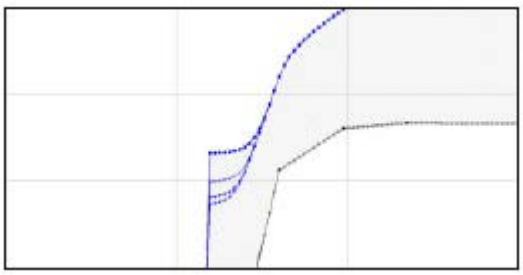


Figura 5.- Diferença de altura de lâmina d'água na queda d'água, de 0.7 metros.

Nos locais onde ocorreram ressaltos hidráulicos, esta diferença chega a 0.3 metros.

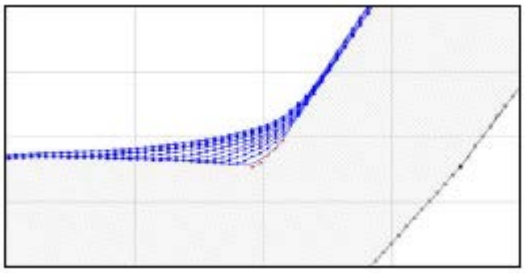


Figura 6.- Diferença de lâmina d'água na ocorrência de ressaltos.

Para a condição de menor elevação da lâmina, a análise foi similar a anterior, entre os perfis Ft = 1.3; m = 32 e Ft = 0.2 e m = 128, contudo a magnitude foi inferior, da ordem de 0.5 metros. Nas regiões que ocorreram ressaltos, a magnitude foi de 0.1 metros e nas demais regiões a diferença foi de 0.05 metros anterior.

Cenário 1: Velocidades

Na situação de maior altura hidráulica, as velocidades apresentaram diferenças de até 2,2 m/s entre os perfis Ft = 1.2; m = 16 e Ft = 1.4 e m = 32. Ocorreu entre Ft = 14; m = 32 e Ft = 1.5; m = 32, uma discrepância na ordem de 0.8 m/s, em média, este valor ocorreu em regiões com perturbação de fundo. Em geral as diferenças das velocidades entre os perfis analisados ocorrem de forma suave ao longo do trecho, ocorrendo variações pouco significativas nos trechos com fundo regular.

Cenário 2: Altura da lâmina d'água

Neste cenário de vazões mais elevadas, a análise foi análoga ao cenário 1 em relação às tendências de variação na coluna líquida e velocidades, porém em maior magnitude. A maior diferença de altura foi de 1.1 m entre os perfis Ft = 1.3; m = 8 e Ft = 0.4 m; m = 32.

Com relação a maior diferença de velocidade, ocorreu entre Ft = 1.1; m = 2 e Ft = 1.2; m = 8, na ordem de 2 m/s.. Analogamente com a análise prévia, as perturbações no fundo do canal indicam as regiões de maiores diferenças.

Na situação de menor elevação líquida o modelo apresentou um perfil hidráulico regular, para todos os perfis, sendo a maior diferença na ordem de 0.1 m. Neste caso constatou-se o maior número de ressaltos (ou alturas críticas) entre os cenários.

Cenário 2: Velocidades

Entre os perfis analisados, a maior diferença de velocidades foi de 0.2 m/s, ocorrendo entre os perfis Ft = 1.2; m = 8 e Ft = 1.5; m = 1. Também se verificou que as velocidades variam de forma regular sem mudanças significantes entre os perfis, para uma mesma seção.

A análise dos hidrogramas de entrada e propagados, nos dois cenários apresentaram erros insignificantes, na ordem de 0.015%.

Algumas soluções, embora numericamente estáveis, apresentaram um perfil hidráulico atípico, com picos (aclives) na linha de energia, de forma geral, nos locais onde a altura hidráulica está próxima à crítica, caso dos perfis Ft = 0.1; m = 128, Ft = 0.2; m = 128, Ft = 0.3; m = 128 do cenário 1. E no segundo cenário as soluções Ft = 0.3; m = 8, Ft = 1.3; m = 4, Ft = 1.5; m = 1.

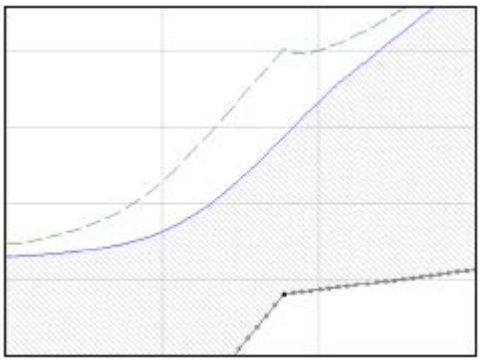


Figura 7.- Exemplo de pico (atípico) na linha de energia em escoamento livre.

CONCLUSÕES

O estudo da hidrodinâmica se baseia nos princípios da conservação da massa, energia e movimento. Situações reais por muitas vezes são complexas para se resolver numericamente, sem que haja suposições e aproximações no esquema. É perigoso assumir que certos termos não são significantes no modelo, e confiar em um resultado numérico.

Neste estudo foi demonstrado que o modelo HEC-RAS 1D foi capaz de simular, de forma razoável, um modelo hidrodinâmico complexo, mesmo considerando as simplificações inerentes ao modelo.

Dentre estas simplificações, o modelo supõe que em uma seção transversal só há uma altura d'água, portanto este fato faz com que se perca a acurácia física do modelo estudado.

Embora não se comprovou os resultados deste trabalho com medições precisas de vazão e nível de água, pode-se compreender o funcionamento do método LPI na simulação do modelo e observou-se os efeitos dos parâmetros do método nas soluções.

Tanto o modelo HEC-RAS 1D como 2D possuem implementados a rotina de estabilização numérica da simulação de regimes transitórios (*Mixed Flow Regime)*. Tornando este modelo robusto e aplicável a maioria das situações.

Neste estudo percebeu-se a complexidade de simular vazões em rios com declivosos, rochoso e com patamares (*steep and rifles*), estas características do rio simulado implicam em uma instabilidade do modelo devido trocas de regime, armazenamentos temporários ao longo do curso d'água, grandes variações nas seções transversais, subidas e descidas de nível, entre outros fatores descritos na literatura utilizada neste estudo. Atribui-se o sucesso das simulações a correta definição de alguns parâmetros e rotinas, como o *hot start*, *warm up*, vazão mínima de referência, bem como o uso do método LPI.

Não se pode atribuir a instabilidade numérica que ocorreram nas soluções apenas ao método LPI. Tanto a concepção do modelo e os dados base para simulação utilizados podem ser fontes de instabilidade numérica.

O método LPI por sua vez, demonstrou variações em nível da altura líquida e velocidades de forma amena em regiões com fundo suave e em locais pontuais, mais precisamente quando ocorre a aproximação do nível a altura crítica. Nestes pontos pode-se constatar variações na ordem de até 1,1 m em condições de vazões extremas, bem como velocidade variando na ordem de 2,2 m/s.

Com relação ao hidrograma propagado, a literatura sugere que uma aproximação dos termos inerciais tende a um achatamento (ou subestimação) deste. Contudo, com este estudo não se pode constatar este fato.

Nos testes realizados neste estudo, o método *Local Partial Inertia* se mostrou eficiente na estabilização das soluções

Recomenda-se em estudos posteriores elaborar outros testes dos parâmetros do LPI em um canal experimental com controles hidráulicos, conhecendo-se com maior acurácia as características hidráulicas do canal. Modelar este sistema hidrodinâmico em 1D e 2D, para que se possa

representar de forma mais fidedigna as regiões de patamares, onde pode haver múltiplas lâminas d'água.

Também realizar um estudo mais elaborado de vazões, hidrograma e batimetria do local a ser simulado, bem como coeficiente de rugosidade Manning.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a CAPES – Brasil pelas bolsas de mestrado e apoio financeiro concedido para realização desta publicação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Brunner G. (2014). "Common Model Stability Problems When Performing an Unsteady Flow Analysis**.**" http://www.nws.noaa.gov/oh/hrl/modelcalibration/6.%20%%20Hydraulic Engineers, Part 2, Research and Theory, 87, 571-582.

Fan, M. F.; Pontes, P. R. M.; Paiva, R. C. D. (2014). "Avaliação de um método de propagação de cheias em rios com aproximação inercial das equações de Saint-Venant**"**. RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v.19, Dez/2014.

Fread, D. L., Jin, M., and Lewis, J.M. (1996). "An LPI Numerical Implicit Solution for Unsteady Mixed-Flow Simulation", "North American Water and Enviroment Congress '96, ASCE, Anaheim, California.

Fread, D.L., Lewis, J.M. (1993). "Selection of Dx and Dt Computational Steps for Four-Point Implicit Nonlinear Dynamic Routing Models" ASCE National Hydraulic Engineering Conference Proceedings, San Francisco, CA.

Jin, M., and Lewis, J.M. (1996). **"**An Application Of The LPI Solution Technique In NWS FLDWAV Model", "North American Water and Enviroment Congress '96, ASCE, Anaheim, California.

Mustafa S. Altinakar, Enrique E. Matheu, PhD, Marcus Z. McGrath. (2009). "New Generation Modeling And Decision Support Tools For Studying Impacts of Dam Failures", "ASDSO Dam Safety 2009 Annual Conference", Florida.

Prasada Rao, Theodore V. Hromadka (2016). "Numerical modeling of rapidly varying flows using HEC RAS and WSPG models".

Samuels, P.G. (1989). "Backwater lengths in rivers", Proceedings -- Institution of Civil

Sharkey, **Jennifer Kay**. (2014). "Investigating Instabilities with HEC-RAS Unsteady Flow Modeling for Regulated Rivers at Low Flow Stages". Master's Thesis, University of Tennessee.

Toombes L, **Chanson** H (2011). "Numerical Limitations of Hydraulic Models". The 34th International Association for Hydraulic Research World Congress, Brisbane, Australia, pp. 2322-2329.

Jowhar RM, **Jihan** MQ (2012). "Comparison of 1D HEC-RAS with 2D ADH for flow over trapezoidal profile weirs". Casp J Appl Sci Res 1(6):1–12

USACE HEC. (2016). "HEC-RAS River Analysis System Hydraulic Reference Manual Version 5.0.3". 411 pp., Downloadable http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/hecras-download.html.

USACE HEC. (2016). "HEC-RAS River Analysis System User's Manual Version 5.0.3", 960 pp., Downloadable http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/hecras-download.html.

IAHR **AIIH**

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

ESTUDO ANALÍTICO E NUMÉRICO CFD DO ESCOAMENTO TRANSITÓRIO NO CIRCUITO DE ADUÇÃO COM CHAMINÉ DE EQUILÍBRIO DE PEQUENAS CENTRAIS HIDRELÉTRICAS - PCH

Antonio Braulio Neto, Jayme Pinto Ortiz
Departamento de Engenharia Mecânica, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP), Brasil, antonio.braulio@usp.br, jportiz@usp.br

RESUMO:

O transiente hidráulico na adução de Pequenas Centrais Hidrelétricas (PCH) é um importante tema de estudo para a correta escolha e dimensionamento das estruturas de amortecimento, que protegem o circuito adutor da variação abrupta da pressão interna causada pela variação na velocidade média do escoamento. Este artigo propõe a utilização da hidrodinâmica computacional (CFD) para avaliar a oscilação de massa ou nível d'água no interior da estrutura de proteção denominada Chaminé de Equilíbrio e comparar esses resultados com os critérios de dimensionamento definidos em norma técnica. O problema foi modelado no *software* Ansys CFX que utiliza a técnica dos volumes finitos para resolver os campos de velocidade e pressão do escoamento, tanto em regime permanente, quanto em regime transitório. Para o estudo de caso proposto a resposta da simulação numérica apresentou a forma de onda periódica e amortecida, prevista pela teoria analítica unidimensional do nível d'água interno à Chaminé de Equilíbrio.

ABSTRACT:

The hydraulic transient in the circuit of Small Hydroelectric Power Plants (SHP) is an important study subject for the correct choice and design of the damping structure which protect the circuit from the abrupt variation of the internal pressure caused by the variation in the average flow velocity. This paper proposes the use of computational fluid dynamics (CFD) to evaluate the mass oscillation or water level inside the protection structure called Surge Tank and compares these results with the design criteria defined by technical standard. The problem was modeled on the Ansys CFX software that uses the finite volume technique to solve the fields of velocity and pressure in both steady and transient flows. For the proposed case study, the response of the numerical simulation shows the periodic and damped wave form expected by the one-dimensional analytical theory for Surge Tank water level.

PALABRAS-CHAVE: transiente hidráulico; CFD; chaminé de equilíbrio.

INTRODUÇÃO

No Brasil, as Pequenas Centrais Hidrelétricas (PCH) são aproveitamentos hidrelétricos de potência instalada entre 3 MW e 30 MW, com área alagada máxima do reservatório de 13 km². Em geral, a escolha por tais empreendimentos deve-se à sua viabilidade ambiental e econômica, uma vez que existe legislação específica para sua outorga e licenciamento (ANEEL, 2015).

No desenvolvimento do projeto de centrais hidrelétricas, que pode ser realizado conforme Eletrobras (2000), o estudo dos transitórios ou transientes hidráulicos faz-se necessário para o correto dimensionamento das estruturas hidráulicas sujeitas às variações de pressão ou golpe de aríete, a fim de se eliminar os riscos de acidentes operacionais que podem comprometer a geração de energia elétrica ou causar perdas de vidas humanas.

A instalação da estrutura denominada Chaminé de Equilíbrio na adução de uma PCH é uma alternativa economicamente viável para amortecer os efeitos do golpe de aríete, fenômeno causado pela rápida variação da velocidade média do escoamento no circuito adutor. A Chaminé de Equilíbrio, quando corretamente dimensionada, possibilita amortecer rapidamente as oscilações de nível na chaminé, bem como proporcionar valores limites de máximo e mínimo das amplitudes de oscilação que se mantenham dentro da mesma (Schreiber, 1997).

O dimensionamento de tal estrutura pode ser realizado segundo a norma técnica ABNT (1992), cujos critérios estão baseados na teoria analítica de escoamentos transitório unidimensional (1D) apresentada em Chaudhry (2014) e Wylie (1993).

Atualmente, a área da *Computational Fluid Dynamics* (CFD) e os avanços na capacidade de processamento (*softwares* e *hardwares*) permitem a aplicação de modelos tridimensionais (3D) em conjunto com técnicas numéricas para resolver o sistema de equações que governam o escoamento de fluidos em regimes permanentes e transitórios, fornecendo os campos de pressão e velocidade para os instantes de interesse.

Em contrapartida à teoria analítica 1D, o estudo do escoamento na adução de PCH pode ser realizado por meio de códigos, pacotes ou softwares de CFD, neste caso o Ansys CFX, que utiliza a modelagem tridimensional (3D) empregando a técnica de volumes finitos para discretizar e resolver o domínio fluídico (ANSYS, 2013).

Este trabalho tem como objetivo comparar os resultados dos níveis de oscilação de massa na Chaminé de Equilíbrio fornecidos pelo emprego da norma técnica ABNT (1992) com aqueles fornecidos pela utilização do software Ansys CFX para o modelo tridimensional proposto de PCH, considerando o escoamento transitório com sobre pressões, ou golpe de aríete, causado pelo fechamento instantâneo de válvula.

METODOLOGIA

O trabalho consiste na avaliação de dois estudos de caso, tanto com a abordagem analítica, quanto com a abordagem numérica CFD, para descrever o comportamento do transitório hidráulico, representado pela oscilação de massa ou nível d'água na Chaminé de Equilíbrio, a partir do fechamento instantâneo ou abrupto da vazão de saída do circuito hidráulico.

A abordagem analítica representa a utilização das equações de conservação e da modelagem 1D (unidimensional) com suas respectivas hipóteses simplificadoras para esse tipo de problema: oscilação de massa ou nível d'água em Chaminé de Equilíbrio (Chaudhry,2014 e Wylie,1993).

A abordagem numérica representa a utilização do pacote Ansys CFX R16.2 para modelagem 3D, com o emprego da técnica dos volumes finitos para resolver o escoamento do fluido, tanto em regime permanente, quanto em regime transitório para o dado volume de controle (ANSYS, 2013).

Os dois estudos de caso estão apresentados como Caso 1 e Caso 2 e consideram uma mesma geometria para o problema e um mesmo evento causador do transitório hidráulico, o fechamento instantâneo da seção de saída. A diferença entre ambos consiste na condição inicial do escoamento em regime transitório. O detalhamento dessa geometria e os valores das condições iniciais e de contorno para as simulações são apresentados em itens específicos.

As principais grandezas envolvidas no dimensionamento e avaliação do escoamento transitório de um circuito adutor de PCH com Chaminé de Equilíbrio estão resumidas na Figura 1 e listadas a seguir:

- L : comprimento do conduto adutor (de baixa pressão) entre o reservatório e chaminé, em m;
- V : velocidade média do escoamento no conduto adutor, em m/s;
- Q : vazão de água na saída do conduto forçado, em m^3/s;
- V_0 , Q_0 : velocidade média e vazão de água na saída no instante inicial t_0, respectivamente;
- H_b : queda bruta, diferença entre o nível d'água no reservatório e a elevação na saída, em m;
- D_t : diâmetro interno da tubulação adutora, em m;
- A_t : área da seção transversal interna da tubulação adutora, em m^2;
- D_{ch} : diâmetro interno da chaminé de equilíbrio, em m;
- A_{ch} : área da seção transversal interna da chaminé de equilíbrio, em m^2;
- h_t : perda de carga total entre o reservatório e a chaminé de equilíbrio, em m;
- g : aceleração da gravidade, adotado 9,81 m/s^2;
- t : tempo, em s;
- t_0 : instante de tempo inicial ou fechamento abrupto da válvula;
- t_1 : instante de tempo do nível d'água máximo na chaminé, em s;
- t_2 : instante de tempo do nível d'água mínimo na chaminé, em s;
- Y : nível d'água na chaminé acima da elevação de referência (linha centro do conduto), em m;
- Y_R : nível d'água no reservatório acima da elevação de referência, em m;
- Y_0 : nível d'água (normal) na chaminé no instante t_0 (regime permanente), em m;
- Y_1 : nível d'água (máximo) na chaminé no instante t_1, em m;
- Y_2 : nível d'água (mínimo) na chaminé no instante t_2, em m;
- T : período da oscilação do nível d'água na chaminé, em s;
- A : amplitude máxima da oscilação do nível d'água na chaminé (Y1 - Y2), em m;

Caracterização da Geometria:

O circuito hidráulico avaliado no estudo de caso consiste de uma adução única interligando o reservatório da usina hidrelétrica ao dispositivo de controle de vazão, que pode ser uma válvula ou distribuidor da turbina, conforme apresentado na Figura 1.

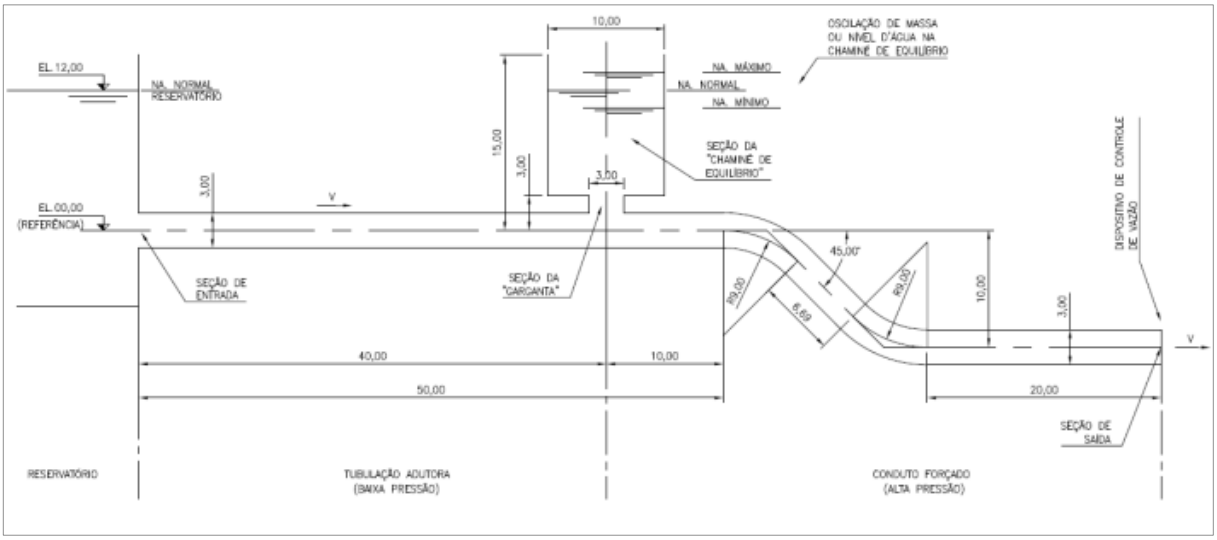


Figura 1.-Características Geométricas Principais e Nível d'Água do Reservatório do Circuito Hidráulico, dimensões em metros.

Essa geometria deriva do estudo das características médias de PCH's encontradas no Brasil, onde prevalecem empreendimentos de baixa queda. Adotou-se uma potência instalada aproximada

de 3,5 MW para o conjunto turbina-gerador, com 22 m de queda bruta e uma tubulação adutora de seção circular com diâmetro interno de 3,0 m ao longo de todo o seu comprimento.

Após a captação de água, por uma entrada perpendicular ao reservatório, a tubulação adutora (baixa pressão) segue por um trecho horizontal de 40,0 m até encontrar o Tê de derivação que corresponde à "garganta" de entrada da Chaminé de Equilíbrio.

A Chaminé de Equilíbrio possui seção circular constante com diâmetro de 10,0 m e altura de 12,0 m acima do estrangulamento. Esse estrangulamento ou "garganta" está localizado na sua base e possui seção circular constante com diâmetro de 3,0 m e altura de 3,0 m, contabilizada a partir da linha de centro do trecho horizontal da tubulação adutora.

O circuito hidráulico segue com o início do conduto forçado (alta pressão), que é constituído por um trecho horizontal de 10,0 m de comprimento, uma curva vertical com ângulo de 45,0º e raio de 9,0 m, um trecho reto inclinado a 6,7 m de comprimento, uma segunda curva vertical com ângulo de 45,0º e raio de 9,0 m, seguida pelo trecho final horizontal de 20,0 m de comprimento e a seção de saída, local onde se encontra o dispositivo de controle de vazão.

O modelo 3D resultou na geometria apresentada na Figura 2, onde estão destacadas as seções de aplicação das condições de contorno. As demais superfícies da geometria em questão consistem em paredes, onde as condições de parede lisa e de não escorregamento do fluido foram empregadas.

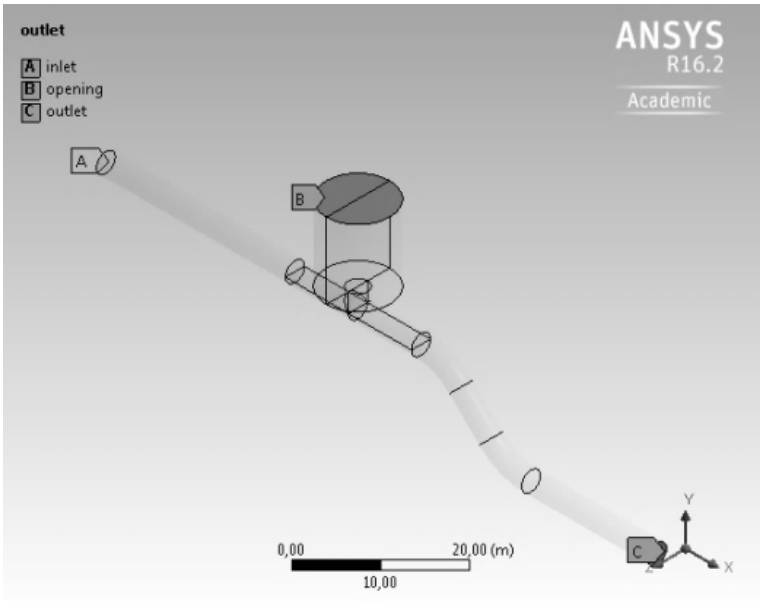


Figura 2.- Geometria utilizada na modelagem 3D do circuito hidráulico com indicação das seções de entrada de adução (A *inlet*), da abertura superior da Chaminé de Equilíbrio (B *opening*) e de saída do conduto (C *outlet*)

Caracterização das Condições Iniciais e de Contorno:

Ambos os casos possuem a mesma configuração para a condição inicial e de contorno: escoamento em regime permanente com nível d'água constante do reservatório na seção de entrada (*inlet*), abertura na superfície superior da Chaminé de Equilíbrio (*opening*), velocidade média constante na seção de saída (*outlet*) e paredes com superfície lisa (rugosidade nula).

A velocidade média na seção de saída será diferente para os estudos de caso, o que resulta no conjunto de parâmetros apresentados na Tabela 1, onde todas as elevações são referentes à elevação da linha de centro na captação.

A condição inicial adotada consiste no campo de velocidade e pressão do regime permanente para a respectiva vazão de cada caso (ou velocidade média do escoamento no conduto).

Para os instantes de tempo $t > 0$ s, a velocidade na saída é nula, representando o fechamento instantâneo ou abrupto do dispositivo de controle da adução.

Tabela 1.- Condições iniciais e de contorno – Casos 1 e 2

Parâmetro	CASO 1	CASO 2
V_0 [m/s]	2,00	3,00
Q_0 [m^3/s]	14,14	21,21
Y_R [m]	12,00	
Q (t > 0 s) [m^3/s]	0,00	

Os efeitos de oscilação de massa na Chaminé de Equilíbrio foram avaliados durante 60 s após o instante de fechamento da válvula para ambos os casos.

Configurações de Malha e *SETUP* – ANSYS CFX:

O trabalho considerou um circuito hidráulico de adução simples no que diz respeito à geometria dos seus elementos. Como resultado dessa escolha, a malha gerada pelo *software* "Ansys Meshing R16.2", que resultou da discretização do volume de controle, apresenta-se com boa qualidade, tendo para os seus indicadores de qualidade, valores dentro do recomendado.

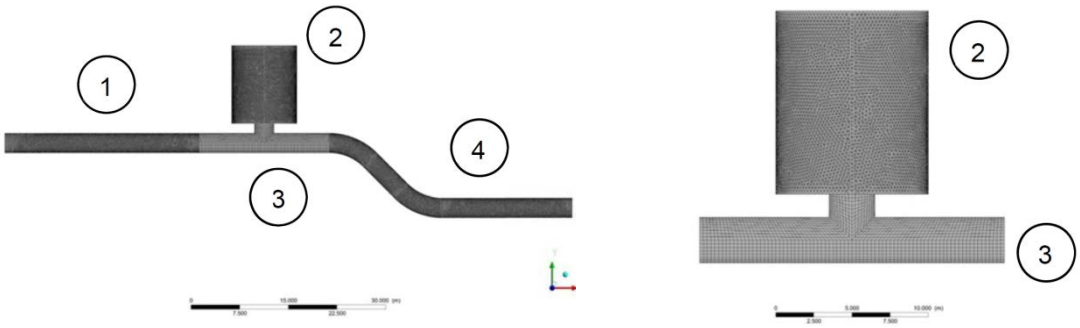


Figura 3.-Malha da discretização do volume de controle total (esquerda) e detalhe na região da Chaminé de Equilíbrio (direita)

O volume de controle do fluido foi dividido em quatro regiões (Figura 3). As regiões 1, 2 e 4 foram discretizadas utilizando elementos do tipo Tetraedro, configurando uma malha não estruturada. A região 3 (Tê) foi discretizada com elementos do tipo Hexaedro, em grande maioria, e do tipo Pirâmide em pequenas regiões, configurando uma malha estruturada, considerando que o escoamento torna-se mais complexo nessa região do Tê.

A Tabela 2 apresenta o valor total para o número de nós, número de elementos e número de faces resultantes da discretização proposta.

Os parâmetros de qualidade de malha avaliados pelo software Ansys-CFX estão apresentados na Tabela 3. Nesta tabela pode ser verificado que os valores desses parâmetros estão adequados aos recomendados, o que permite um controle dos erros que estão relacionados com a malha ou com a discretização do volume de controle.

Tabela 2.- Resumo da Malha- Número Total de Elementos – Casos 1 e 2.

Número total de nós	106.860
Número total de elementos	480.511
Tetraedros	464.507
Hexaedros	15.488
Pirâmides	516
Número total de faces	61.300

Os dados de entrada do *SETUP* do *software* "Ansys CFX-Pre R16.2" para as condições inicias e de contorno de ambos os casos (Caso 1 e Caso 2) estão detalhados a seguir. Foram

adotadas as práticas recomendadas para garantir uma simulação do tipo robusta, com a finalidade de alcançar boa convergência dos parâmetros de controle do processo iterativo de cálculo.

Tabela 3.- Diagnóstico de qualidade da malha - Ansys CFX (% de elementos) - Casos 1 e 2.

Diagnóstico de Qualidade da Malha								
Ângulo de Ortogonalidade			Fator de Expansão			Razão de Aspecto		
Ruim	aceitável	bom	ruim	aceitável	bom	ruim	aceitável	bom
0%	< 1%	100%	< 1%	1%	99%	0%	0%	100%

As análises em regime permanente consideram como critério de parada o número máximo de 1.000 iterações e como critério de convergência, o valor alvo de $1x10^{-4}$ para o RMS (*Root Mean Square*) dos resíduos. Além disso, os esquemas de interpolação da Advecção e da interpolação da Turbulência foram configurados como *High Resolution* e *First Order*, respectivamente.

As análises em regime transiente consideram um tempo total de simulação de 60 s com passo no tempo de 0,1 s, limitado a 25 iterações para cada passo de tempo. Os esquemas de interpolação são os mesmos considerados na análise em regime permanente, cujos resultados são as condições iniciais para os campos de pressão e velocidade da análise em regime transitório.

O domínio do fluido foi configurado como uma mistura água/ar para possibilitar a simulação da superfície d'água na Chaminé de Equilíbrio. Como hipótese simplificadora, os valores padrões do *software* foram adotados para definir as propriedades desse fluido. A Tabela 4 apresenta as principais características da configuração do domínio fluídico, com valores referentes à condição de pressão = $1{,}01x10^5$ Pa (1 atm) e temperatura = 25 ºC.

Tabela 4.- Características do Domínio do Fluido - Mistura Ar / Água - Casos 1 e 2.

Parâmetro	**Valor**
Massa específica da água [kg/m^3]	997,0
Viscosidade dinâmica da água [kg/(m.s)]	$8{,}89\ x10^{-4}$
Massa específica do ar [kg/m^3]	1,18
Viscosidade dinâmica do ar [kg/(m.s)]	$1{,}83\ x10^{-5}$
Densidade de referência para o modelo de flutuabilidade [kg/m3]	1,2
Modelo de escoamento multifásico	Modelo Homogêneo
Modelo de Superfície Livre	*Standard*
Coeficiente de tensão superficial [N/m]	0,072
Modelo de Turbulência	*k-epsilon*

RESULTADOS E DISCUSSÕES

Avaliação do Transitório Hidráulico Segundo Critério da Norma Técnica (1D)

Os critérios de projeto definidos nos itens acima, juntamente com as suas hipóteses simplificadoras, foram empregados para a determinação das principais características do regime transitório, representado pela oscilação de massa na Chaminé de Equilíbrio, fenômeno causado pelo fechamento abrupto do dispositivo de controle da vazão instalado na saída do conduto forçado, que pode ser uma válvula ou o distribuidor da uma turbina.

Com as definições de geometria, condições iniciais e de contorno, os níveis d'água na Chaminé de Equilíbrio para o regime permanente ($t_0 = 0$ s) e os níveis d'água máximo e mínimo do regime transitório ($t > 0$ s) estão detalhados na Tabela 5, para os Casos 1 e 2.

Tabela 5.- Avaliação do Transitório Hidráulico - Abordagem Analítica 1D - Casos 1 e 2.

Parâmetro	CASO 1	CASO 2
Y_0 [m]	11,67	11,26
Y_1 [m]	13,00	13,36
Y_2 [m]	11,16	10,74
T [s]	42,0	42,0

Avaliação do Transitório Hidráulico - Simulação Numérica (3D)

O nível d'água na Chaminé de Equilíbrio foi avaliado por meio de superfície *IsoSurface* construída a partir dos elementos da malha que possuem o mesmo valor para a variável fração volumétrica de água (VF).

Para uma dada superfície *IsoSurface* relaciona-se o nível d'água com o valor médio da elevação (coordenada Y) de cada elemento de malha que constitui essa superfície, ponderado pela respectiva área.

A elevação (coordenada Y) de cada elemento refere-se à distância medida em metros desse elemento à linha de centro da tubulação no trecho à montante da Chaminé de Equilíbrio.

Os resultados a seguir (Figuras 4 e 5) apresentam as *IsoSurfaces* para os valores de fração volumétrica de água de 0,1, 0,5 e 0,9 da simulação Caso 1. Este intervalo de VF foi escolhido para que os níveis d'água resultantes possam ser comparados com os valores obtidos pelos resultados da oscilação de massa na chaminé de equilíbrio a partir de modelos 1D analíticos.

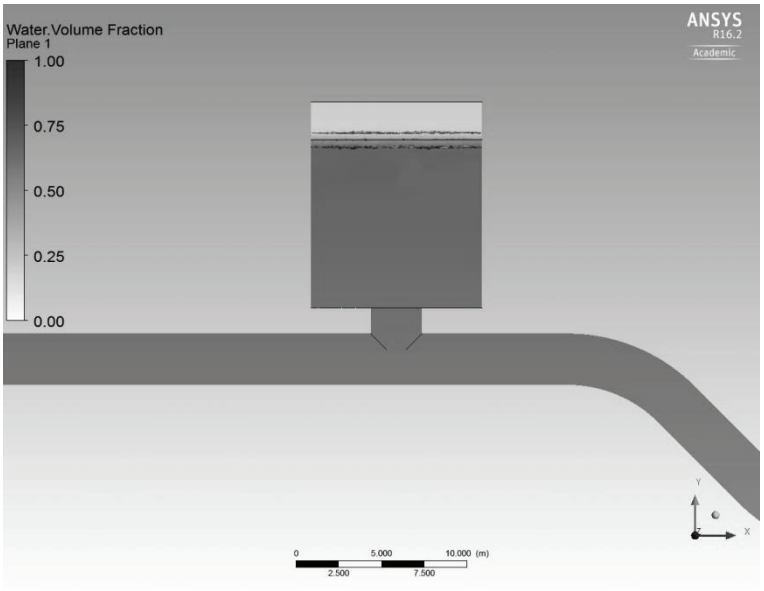


Figura 4.- (Caso 1) Fração volumétrica da água (%) no plano médio do circuito hidráulico com indicação das superfícies *IsoSurfaces* com valores de fração volumétrica da água de 0,1, 0,5 e 0,9, respectivamente de cima para baixo, no instante t_0 (regime permanente)

O gráfico da Figura 5 (Caso 1) indica que o regime transitório decorrente do fechamento abrupto é do tipo periódico amortecido, com o primeiro máximo sendo alcançado no instante t_1 = 13,5 s seguido pelo primeiro mínimo no instante t_2 = 37,75 s, resultando no período de oscilação de T = 48,5 s.

Para a curva de fração volumétrica de água igual a 0,5 (curva central), o primeiro máximo alcança a elevação Y_1 = 14,0 m, enquanto que o primeiro mínimo encontra-se na elevação Y_2 = 13,2 m, resultando numa diferença aproximada de 0,80 m. Os demais casos de fração volumétrica de água apresentam valores próximos para essa diferença de nível.

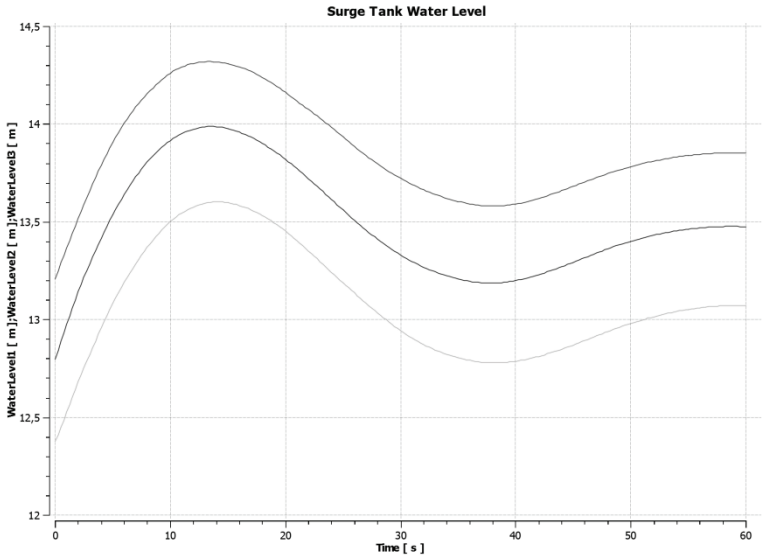


Figura 5.- (Caso 1) Níveis d'Água na Chaminé (m) das superfícies *IsoSurfaces* com valores de fração volumétrica da água de 0,1, 0,5 e 0,9, respectivamente de cima para baixo, na condição de escoamento transitório no intervalo de tempo de 60s

Assim como no Caso 1, os resultados a seguir (Figuras 6 e 7) apresentam as *IsoSurfaces* para os valores de fração volumétrica de água de 0,1, 0,5 e 0,9 da simulação Caso 2.

O gráfico da Figura 6 (Caso 2) indica que o regime transitório decorrente do fechamento abrupto também é do tipo periódico amortecido, com o primeiro máximo sendo alcançado no instante t_1 = 14,5s seguido pelo primeiro mínimo no instante t_2 = 38,25 s, resultando no período de oscilação de T = 47,5 s.

Para a curva de fração volumétrica de água igual a 0,5 (curva central), o primeiro máximo alcança a elevação Y_1 = 14,07 m, enquanto que o primeiro mínimo encontra-se na elevação Y_2 = 13,17 m, resultando numa diferença aproximada de 0,90 m. Os demais casos de fração volumétrica de água também apresentam valores próximos para essa diferença de nível.

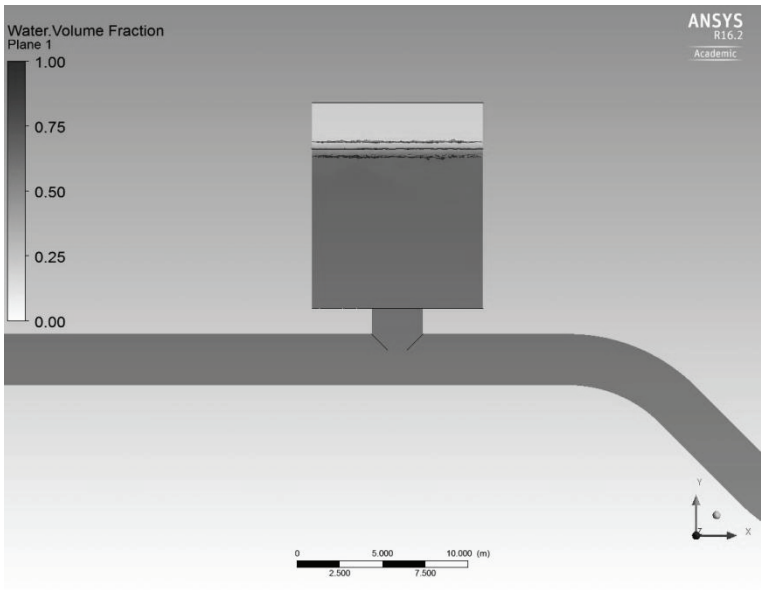


Figura 6.- (Caso 2) Fração volumétrica da água (%) no plano médio do circuito hidráulico com indicação das superfícies *IsoSurfaces* com valores de fração volumétrica da água de 0,1, 0,5 e 0,9, respectivamente de cima para baixo, no instante t_0 (regime permanente)

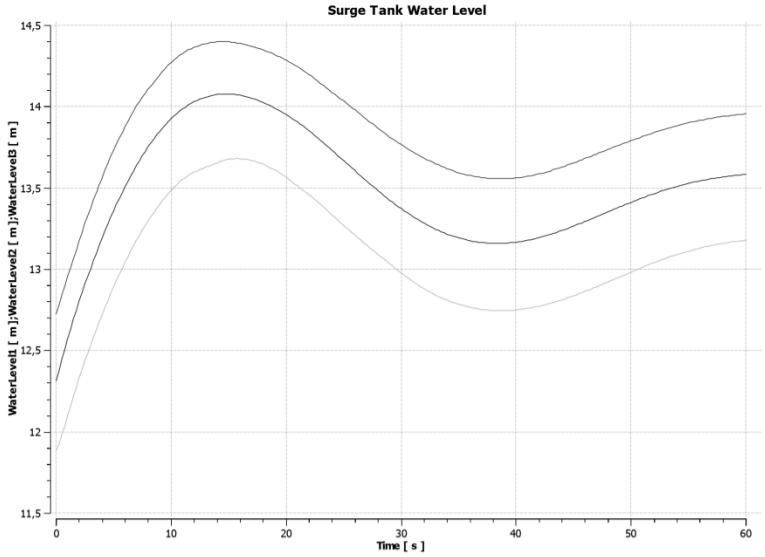


Figura 7.- (Caso 2) Níveis d'Água na Chaminé (m) das superfícies *IsoSurfaces* com valores de fração volumétrica da água de 0,1, 0,5 e 0,9, respectivamente de cima para baixo, na condição de escoamento transitório no intervalo de tempo de 60s

A Tabela 6 apresenta o resumo dos resultados obtidos para ambos os Casos 1 e 2, tanto com o método analítico apresentado pela norma técnica ABNT (1992), quanto pela simulação numérica empregando-se a técnica da fluido dinâmica computacional CFD. Nessa tabela, os valores numéricos (3D) referem-se à *IsoSurfaces* com fração volumétrica de água 0,5.

Tabela 6.- Quadro resumo com resultados dos métodos analítico (1D) e numérico CFD (3D) - Casos 1 e 2.

Parâmetro	CASO 1			CASO 2		
	Analítico (1D)	Numérico (3D)	Diferença (%)	Analítico (1D)	Numérico (3D)	Diferença (%)
Y_0 [m]	11,67	12,80	10	11,26	12,32	9
Y_1 [m]	13,00	14,00	8	13,36	14,07	5
Y_2 [m]	11,16	13,20	18	10,74	13,17	23
A [m]	1,84	0,80	-57	2,62	0,90	-66
T [s]	42,0	48,5	15	42,0	47,5	13

Os níveis d'água (Y) resultantes da simulação numérica CFD apresentam-se maiores que os níveis d'água resultantes do emprego do método analítico. Esse mesmo comportamento também acontece com o período de oscilação (T). Porém, percebe-se um comportamento contrário quando da análise da amplitude da oscilação (A), onde o método numérico possui valores bem menores do que os apresentados pelo método analítico.

Os diferentes valores de Y_0 indicam que as linhas piezométricas do escoamento para ambos os métodos (1D e 3D) não possuem a mesma inclinação ao longo do conduto adutor (de baixa pressão) na condição de regime permanente. Dado que esse valor define a condição inicial ou condição de partida para a simulação transiente, era esperado que os níveis resultantes da variação temporal apresentassem uma diferença, a qual é gerada, em parte, pela propagação da diferença entre os níveis iniciais (Y_0).

Os critérios de cálculo apresentados pela norma técnica são critérios conservadores, para garantir maior segurança na construção de obras civis de engenharia, o que significa dizer que o nível máximo (Y_1) é majorado para evitar galgamento da Chaminé de Equilíbrio e o nível mínimo (Y_2) é reduzido para evitar entrada de ar no conduto forçado pela Chaminé de Equilíbrio. Isto é feito pela alteração dos coeficientes que implicam nas perdas de carga quando do enchimento ou

esvaziamento da chaminé, o que explica a diferença a outra parte da diferença entre os valores encontrados pelos métodos 1D e 3D.

A formulação analítica para a amplitude da oscilação (A) não depende dos coeficientes de perda de carga, porém uma das suas hipóteses simplificadoras consiste em desprezar a inércia da coluna d'água no interior da chaminé, uma vez que o seu valor é muito menor do que a inércia do trem d'água no interior do conduto adutor de uma central hidrelétrica.

CONCLUSÃO

O modelo 3D proposto para análise CFD do escoamento transitório em Chaminé de Equilíbrio de PCH mostrou-se viável e compatível com a teoria analítica unidimensional para resolução do problema de fechamento abrupto de válvula. Esse fato é indicado pela forma de onda encontrada ser do tipo periódica e amortecida, esperada para a oscilação do nível d'água na chaminé.

O modelo CFD deve ser calibrado com valores adequados de coeficiente de rugosidade das paredes para uma melhor representação dos estudos de caso. Esse também é um ponto chave na aplicação da teoria unidimensional, onde os coeficientes de perda de carga localizada e distribuída são determinados em experimentos sob o regime permanente e são empregados em análises de escoamentos em regime transiente.

REFERÊNCIAS

ABNT (1992). "Dimensionamento Hidráulico de Chaminés de Equilíbrio para Pequenas Centrais Hidrelétricas (PCH)". Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 12596:1992, 5 p. 1992.

ANEEL (2015). "Resolução Normativa Nº 673". Disponível em: <http://www2.aneel.gov.br/cedoc/ren2015673.pdf>. Acesso em: 12 de julho de 2018.

ANSYS (2013). "ANSYS CFX - Solver Theory Guide. Release 15". ANSYS, Inc. U.S.A., 2013.

Chaudhry, M. H. (2014). "Applied Hydraulics Transients". 3ed. 583 p. Springer-Verlag. New York, 2014.

Eletrobras (2000). "Diretrizes para Estudos e Projetos de Pequenas Centrais Hidrelétricas". Eletrobrás, 2000.

Schreiber, G. P. (1977). "Usinas Hidrelétricas". 238 p. Engevix, 1977.

Wylie, E. B., Streeter, V. L. (1993). "Fluid Transients in Systems". Prentice-Hall, 1993.

IAHR **AIIH**

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

ANÁLISE TEMPO - FREQUÊNCIA DE FLUTUAÇÕES DE PRESSÃO EM VERTEDOR EM DEGRAUS

Alfredo Ramón Lopez Fernández[(1)], Augusto Ceron Reginatto[(2)], Felipe Correia Presser[(3)], Alba Valéria Brandão Canellas[(4)], Marcelo Giulian Marques[(5)] e Luiz Augusto Magalhães Endres[(6)]

(1) FIUNA, Paraguai, lopito.82@gmail.com; (2) UFRGS - IPH, Brasil, augusto.creginatto@gmail.com, (3) UFRGS - IPH, Brasil, felipe.presser@ufrgs.br, (4) FURNAS, Brasil, alba@furnas.com.br, (5) UFRGS - IPH, Brasil, mmarques@iph.ufrgs.br, (6) UFRGS - IPH, Brasil, endres@ufrgs.br

RESUMO:

O trabalho, aqui apresentado, faz parte de uma pesquisa desenvolvida sobre Análise da Macro Turbulência em Vertedouros em Degraus com Aeração Induzida. A aeração pode trazer determinadas instabilidades ao escoamento, quando aerado em maior ou menor magnitude e em função da posição de início da aeração, visíveis pela movimentação em macro escala das regiões mais ou menos aeradas da água em escoamento. As investigações foram feitas sobre um modelo de vertedor em degraus, que conta com estruturas adicionais contribuindo para a aeração do escoamento. Foram realizadas medições de pressões flutuantes sobre um dos degraus e analisadas as distribuições de energia dessas flutuações, tanto através das estimativas de densidade autoespectral como de espectrogramas com esta mesma distribuição de energias das flutuações de pressão, mas avaliadas como variam ao longo do tempo. A interpretação dos resultados mostra a necessidade de buscar a complementação fornecida por essa análise conjunta, no domínio tempo-frequência, em fenômenos como os aqui estudados em que a estacionariedade do processo é assumida, sendo uma condição da aplicação das metodologias usuais na avaliação de parâmetros estatísticos para caracterizar escoamentos turbulentos.

ABSTRACT:

This work is part of a research developed on Analysis of Macro Turbulence in Stepped Spillways with Induced Aeration. Aeration can bring certain instabilities to the flow, when aerated to a greater or lesser magnitude and depending on the aeration start position, visible by the macro-scale movement of the more or less aerated regions of the water flow. The investigations were carried out on a stepped spillway model, which has additional structures contributing to the aeration of the flow. Pressure fluctuations measurements were carried out on one of the steps and the energy distributions of these fluctuations were analyzed, both through the autospectral density estimates and the spectrograms with this same energy distribution of the pressure fluctuations, but evaluated as they vary over time. The interpretation of results shows the need to seek the complementation provided by this joint analysis, in the time-frequency domain, in phenomena such as those studied here in which the stationarity of the process is assumed, being a condition for application of the usual methodologies in the evaluation of statistical parameters to characterize the turbulent flows.

PALAVRAS CHAVE: vertedor em degraus, flutuações de pressão, análise tempo-frequência.

INTRODUÇÃO

Os escoamentos macro turbulentos podem originar fenômenos hidráulicos bastante complexos, alvo de inúmeros estudos atuais, independente da estrutura em que são originados.

Nos vertedores em degraus, este tipo de escoamento recebe grande influência do tamanho dos degraus e das vazões escoadas por este tipo de estrutura hidráulica. A ampliação do conhecimento dos processos internos destes escoamentos pode ser utilizada na otimização de projetos, buscando, por exemplo, evitar a ocorrência de danos à estrutura e incremento de perdas de energia, para o que foi prevista.

A consideração, a priori, de comportamento estacionário dos parâmetros hidráulicos normalmente investigados em modelos físicos reduzidos deve ser confirmada ou, ao menos, avaliada em que medida pode ser assumida, visando dar base às conclusões e considerações finais dos estudos de laboratório. As características de pressões dinâmicas exercidas sobre os contornos sólidos desses escoamentos podem ser melhor esclarecidas com a investigação dos aspectos de repetitividade de efeitos ao longo de posições e instantes em que ocorrem.

O trabalho, aqui apresentado, faz parte de uma pesquisa desenvolvida por aluno do Programa de Pós-graduação em Engenharia de Recursos Hídricos da Faculdade de Engenharia da Universidade Nacional de Assunção – Paraguai, que está em fase de publicação. A pesquisa está inserida em um tema voltado à análise da macro turbulência em estruturas de dissipação de energia, através do estudo de variação instantânea das propriedades dos escoamentos no Laboratório de Obras Hidráulicas, Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – Brasil, fazendo parte do projeto de pesquisa e desenvolvimento Análise da Macro Turbulência em Vertedouros em Degraus com Aeração Induzida em parceria com o Laboratório de Hidráulica Experimental de Furnas Centrais Elétricas S. A.

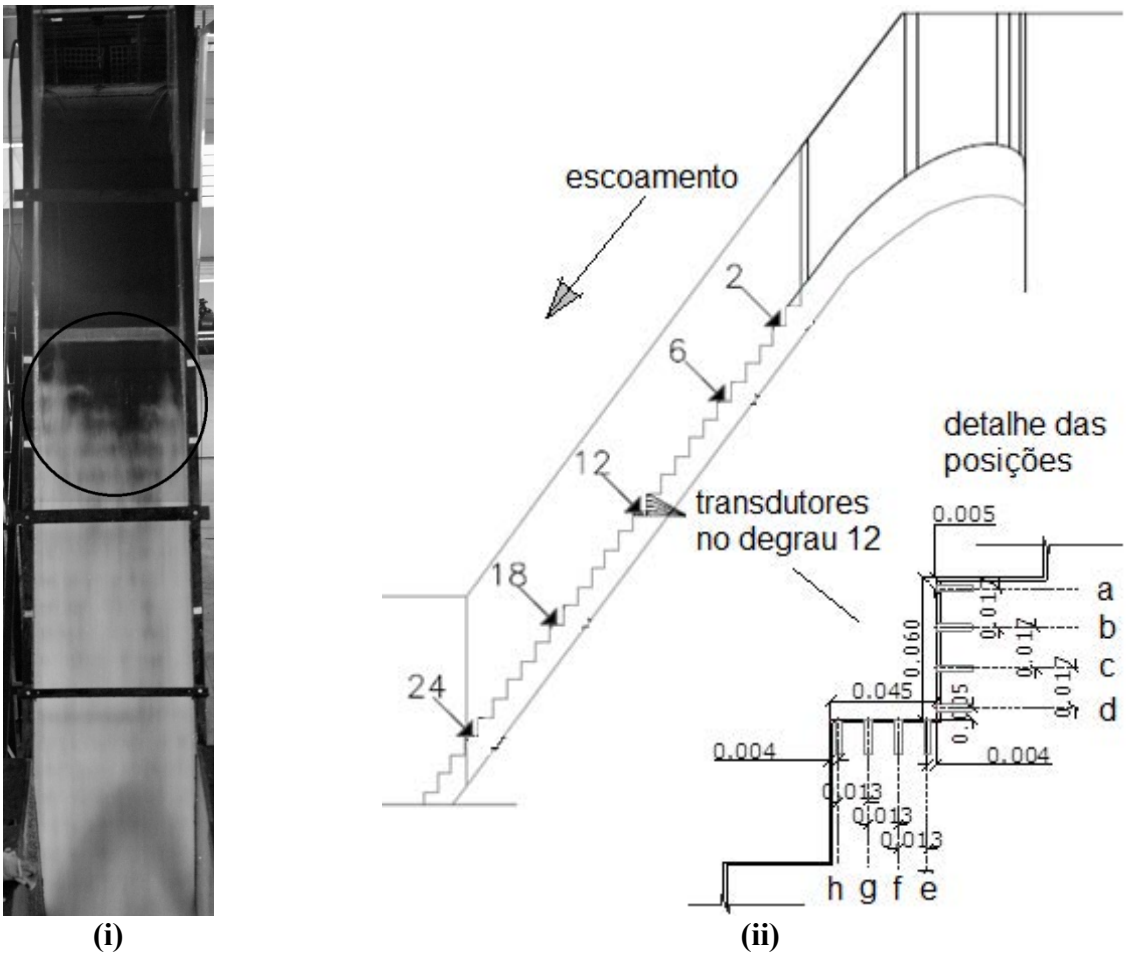
A aeração do escoamento na calha dos vertedores em degraus, naturalmente ou através do uso de estruturas adicionais, é um ponto fundamental, seja na análise de perdas de energia, seja no amortecimento de pressões extremas no sentido de reduzir efeitos indesejados provocados pela incidência direta de jatos e pelo fenômeno da cavitação sobre os degraus. Este procedimento pode trazer determinadas instabilidades ao escoamento, quando aerado em maior ou menor magnitude, instabilidades estas visíveis pela movimentação em macro escala das regiões mais e menos aeradas da lâmina de água em escoamento, conforme pode ser visto na região demarcada por um círculo na figura 1-i, que mostra frontalmente o escoamento típico na calha do vertedor, exemplificado para uma das vazões investigadas.

A metodologia e interpretações dos resultados apresentados neste trabalho estão focadas somente nas flutuações das pressões, em parte provocadas pela movimentação das regiões com maiores ou menores concentrações de ar, sem considerações sobre valores médios ou outras representações gerais de parâmetros do escoamento sobre vertedores em degraus, direta ou indiretamente ligados às pressões. Não foram realizadas avaliações de caráter adimensional, transferências de valores para escalas de protótipo ou estabelecidas relações funcionais entre grandezas.

METODOLOGIA

A instalação experimental utilizada é um modelo reduzido parcial, em escala 1:10, de um vertedor em degraus. O modelo possui 2,45 m de altura, 0,40 m de largura e um canal de restituição a jusante. O vertedor possui uma inclinação de aproximadamente 53º com a horizontal e ogiva do tipo Creager projetada para uma carga de 0,4 m. Os degraus possuem 0,045 m de patamar e 0,060 m de espelho. O vertedor conta com estruturas adicionais, pilares e defletor, contribuindo para a aeração do escoamento ao longo da calha, cujo comportamento foi uma das motivações para a análise relatada neste trabalho. Maiores detalhes sobre a instalação podem ser encontrados em Lopez Fernández (2018).

A figura 1-ii apresenta uma vista lateral esquemática do vertedor em degraus com o detalhe das posições das tomadas de pressão no eixo longitudinal central do degrau 12, denominadas **a**, **b**, **c**, **d** no espelho e **e**, **f**, **g**, **h** no patamar.



(i) **(ii)**

Figura 1.- Vistas (i) frontal do vertedor para a vazão 0,04 m³/s (escoamento de cima para baixo) e (ii) lateral do vertedor e detalhe das posições (**a**, **b**, **c**, **d**, **e**, **f**, **g**, **h**) das tomadas de pressão (medidas em m) no degrau de número 12.

Os valores de pressão foram medidos com transdutores eletrônicos de pressão SITRON e ZURICH, simultaneamente nas 8 tomadas, a uma frequência de aquisição de 100 Hz durante 15 minutos com hardware e software NATIONAL INSTRUMENTS, para 4 diferentes vazões de água (Q): 0,04, 0,08, 0,10 e 0,11 m³/s, em escala de modelo. A tabela 1, a seguir, apresenta os valores de vazões específicas (q), alturas de água sobre a crista do vertedor (hc) e os números de Froude (F) calculados no pé da calha do vertedor, todos em escala de modelo.

Tabela 1.- Características dos escoamentos investigados.

Q [m³/s]	**q** [m³/s/m]	**hc** [m]	**F** [-]
0,04	0,100	0,101	7,44
0,08	0,200	0,160	6,91
0,10	0,250	0,185	6,34
0,11	0,275	0,198	5,98

Preliminarmente à análise dos dados brutos medidos, foram aplicados filtros digitais passa-banda implementados em software MATLAB, na faixa entre 1 e 30 Hz, identificada como de interesse no trabalho (https://www.mathworks.com/help/signal/ref/butter.html).

Convertidos os valores de tensão elétrica provenientes dos transdutores para as pressões correspondentes no formato de alturas piezométricas em metros de coluna de água, foram utilizadas rotinas em MATLAB para obtenção de estimativas das funções de densidade autoespectral (https://www.mathworks.com/help/signal/ref/pwelch.html) e dos espectrogramas (https://www.mathworks.com/help/signal/ref/spectrogram.html) característicos da análise no domínio tempo-frequência. A fundamentação da abordagem através de análise espectral utilizada está descrita em Bendat (2010).

As figuras 2 e 3 apresentam fotografias do aspecto geral da instalação e uma vista lateral do escoamento sobre os degraus, respectivamente.



Figura 2.- Aspecto geral da instalação.

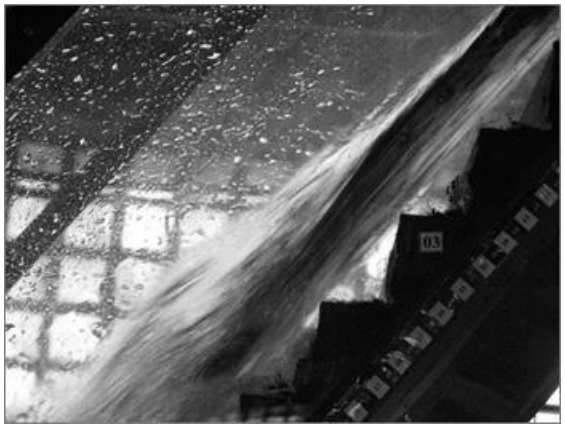


Figura 3.- Vista lateral do escoamento sobre os degraus.

RESULTADOS

Neste trabalho estão sendo apresentados somente os resultados das análises realizadas na pesquisa sobre o degrau 12 e com algumas avaliações e considerações ainda em etapa de confirmação, nesta data, no âmbito da pesquisa original.

A figura 4, a seguir, apresenta os gráficos com as estimativas das funções de densidades autoespectrais das flutuações de pressão para as vazões de 0,04 m³/s, 0,08 m³/s, 0,10 m³/s e 0,11 m³/s, tanto no espelho (tomadas **a**, **b**, **c**, **d**) como no patamar (tomadas **e**, **f**, **g**, **h**) do degrau de número 12 (ver figura 1). Este tipo de estimativa é, normalmente, empregada na representação da decomposição em frequência da flutuação de grandezas em processos estatisticamente considerados como estacionários.

Para todas as vazões, voltando a atenção para a região do patamar é possível perceber maior energia da flutuação no ponto mais próximo do final do patamar (tomada **h**), decrescendo em direção ao início (tomada **e**), em toda a faixa de frequências analisada.

Além disso, a distribuição de energia no início do patamar (tomada **e**) é praticamente uniforme em toda a faixa de frequências, sem a discreta elevação das ordenadas perceptível na faixa de frequências entre 6 e 10 Hz nas demais posições do patamar (tomadas **f**, **g**, **h**).

No espelho do degrau, por outro lado, este padrão de comportamento não se repete da mesma forma. Somente na posição mais baixa do espelho (tomada **d**) é possível identificar distribuição significativa de energia da flutuação de pressão, com discreta elevação em torno de 10 Hz. A ordem de grandeza da energia das flutuações associadas a esta posição (tomada **d**) coincide com a ordem de grandeza da energia das flutuações associadas à posição mais próxima no patamar (tomada **e**) validando, entre si, esses resultados obtidos.

Nas demais posições do espelho (tomadas **a**, **b**, **c**) a energia das flutuações de pressão é praticamente a mesma, para todas as vazões e em toda a faixa de frequências, e bastante reduzida em relação aos demais pontos de medição do patamar (tomadas **f**, **g**, **h**).

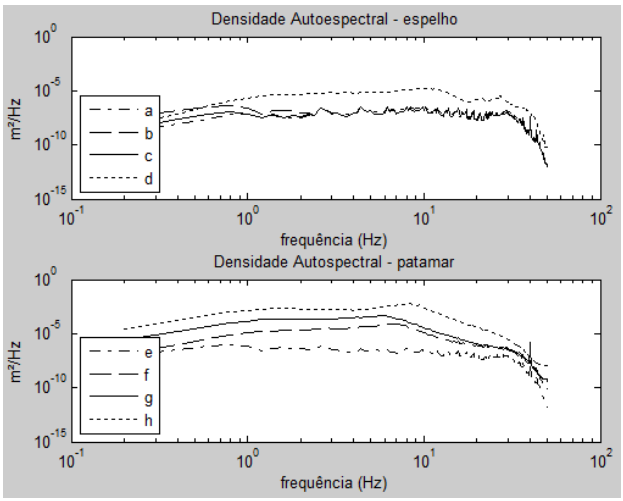
Alterando o enfoque da análise para os domínios tempo e frequência, simultaneamente, novas leituras podem surgir. Seguindo com os resultados, a figura 5 (referente ao espelho do degrau 12) e a figura 6 (referente ao patamar do degrau 12) apresentam os gráficos com as estimativas das distribuições de energia de flutuação das pressões para as vazões de 0,04 m³/s, 0,08 m³/s, 0,10 m³/s e 0,11 m³/s, na faixa de interesse das frequências (1 a 30 Hz), ao longo de todo o tempo de duração dos ensaios (900 segundos). Vale destacar que os gráficos monocromáticos foram montados para permitir a visualização, principalmente, das posições tempo - frequência com energia mais significativa e como suas ocorrências estão distribuídas ao longo da amostra.

A semelhança de comportamentos da distribuição de energia das flutuações de pressão entre as duas posições mais próximas entre espelho e patamar (tomada **d** no espelho e tomada **e** no patamar), apresentadas na análise das densidades autoespectrais, se existia não está confirmada quando comparadas as figuras 5 e 6.

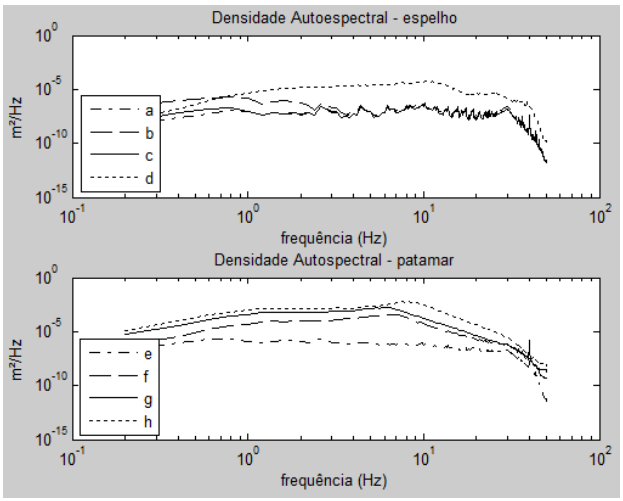
Os espectrogramas referentes à tomada **d** (figura 5) indicam distribuição semelhante para todas as vazões com uma faixa larga da distribuição, mas uniforme ao longo de todo o registro amostral. Valores maiores da energia são percebidos no escoamento com a vazão de 0,08 m³/s (figura 5-ii). Quanto à tomada **e** (figura 6), apresenta picos de energia, que surgem e desaparecem ao longo do tempo, em comportamento ainda sem identificação de um eventual padrão característico.

Com relação às demais posições, é significativa a variabilidade da distribuição de energia das flutuações de pressão ao longo do tempo nas posições mais altas do espelho (tomadas **a**, **b**, **c**), conforme a figura 5, sendo uma razão possível para este fato a reduzida energia dessas flutuações já identificada na figura 4, discutida na análise das densidades autoespectrais, o que aproxima os dados medidos do comportamento de ruídos inevitavelmente incorporados neste tipo de medição.

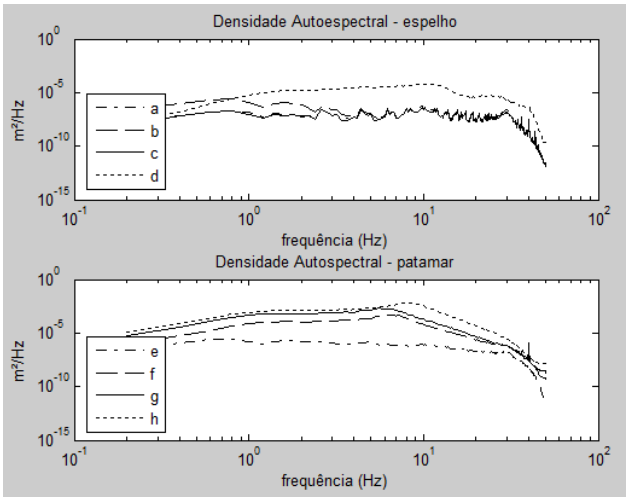
Voltando à análise do patamar, as posições mais próximas da quina do degrau (tomadas **f**, **g**, **h**), conforme a figura 6, apresentam uniformidade na distribuição de energia das flutuações de pressão ao longo do tempo, confirmando a faixa de frequências entre 6 e 10 Hz com maior concentração de energia, conforme anteriormente mencionado na análise da figura 4, referente às densidades autoespectrais.



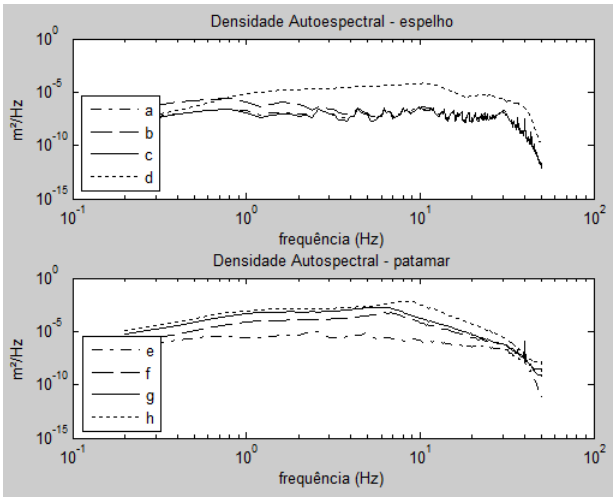
(i)



(ii)

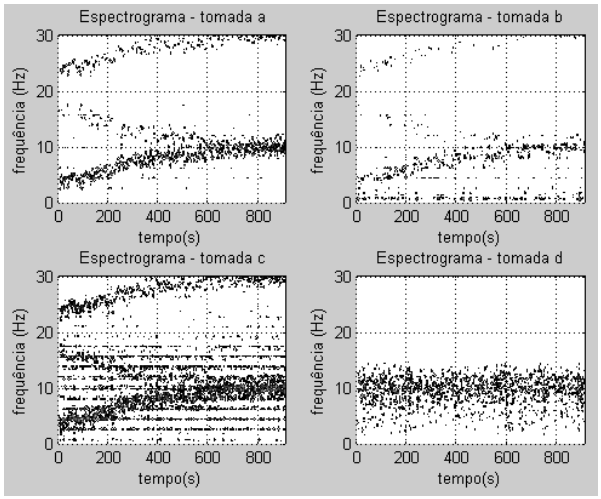


(iii)

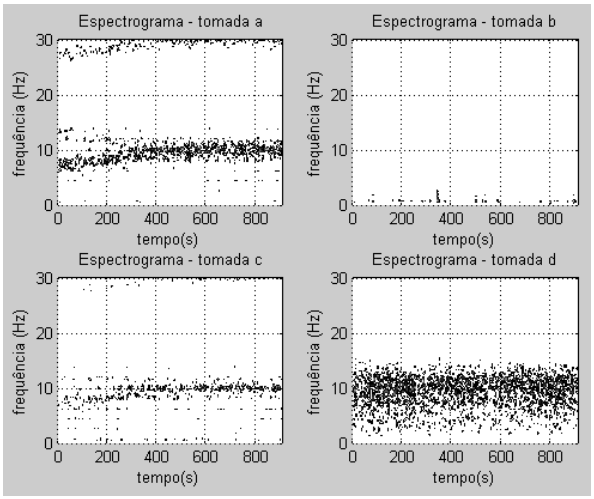


(iv)

Figura 4.- Densidades autoespectrais das flutuações de pressão no espelho e patamar do degrau 12 para as vazões (i) Q = 0,04 m³/s, (ii) Q = 0,08 m³/s, (iii) Q = 0,10 m³/s e (iv) Q = 0,11 m³/s.



(i)



(ii)

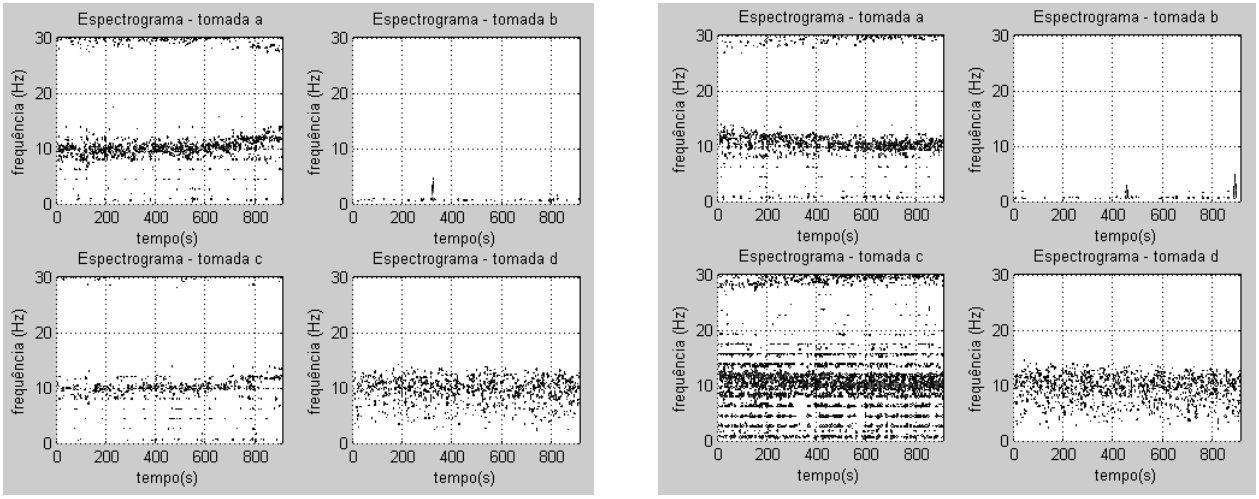


Figura 5.- Espectrogramas das flutuações de pressão no espelho do degrau 12 para as vazões (i) Q = 0,04 m³/s, (ii) Q = 0,08 m³/s, (iii) Q = 0,10 m³/s e (iv) Q = 0,11 m³/s.

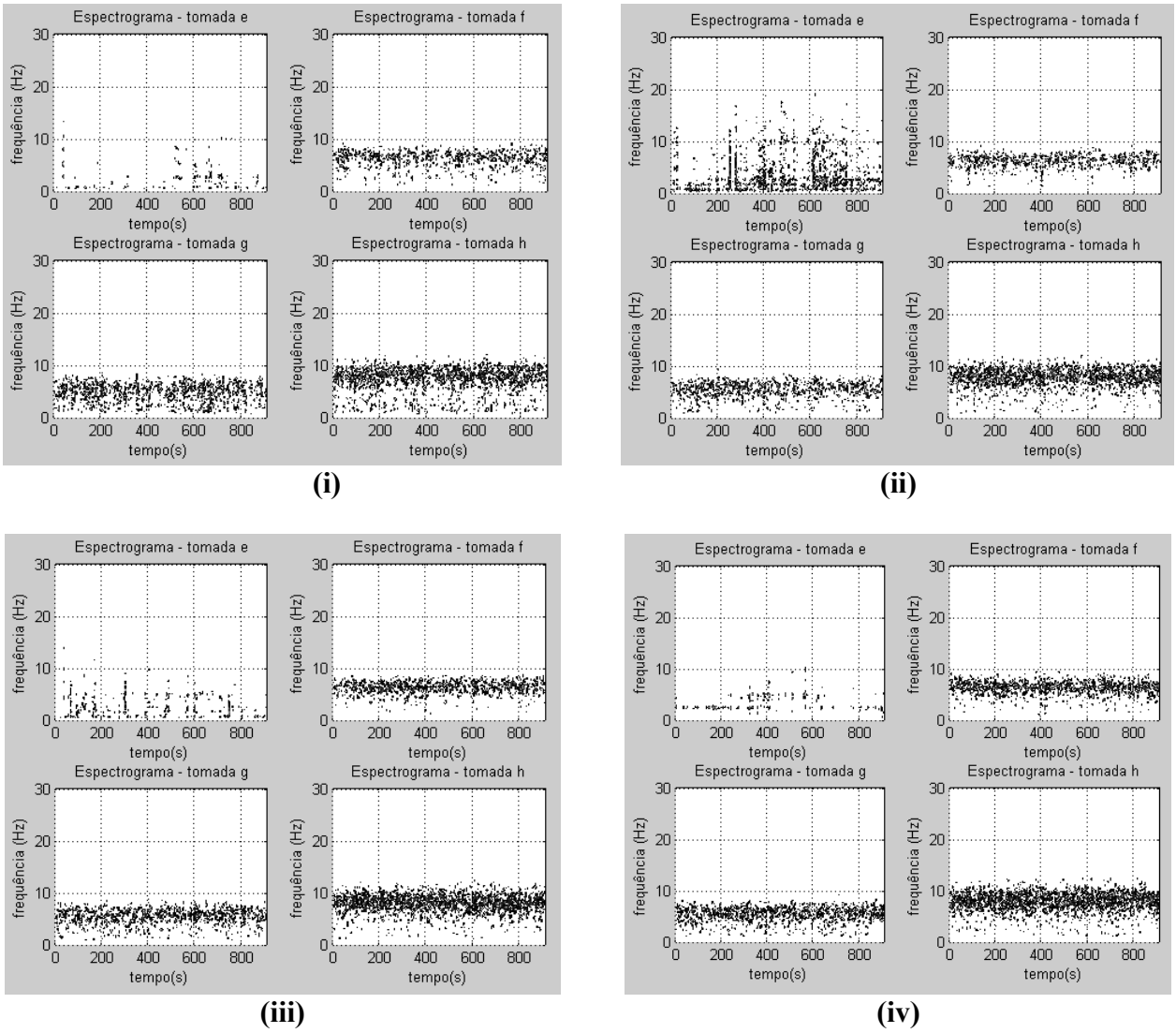


Figura 6.- Espectrogramas das flutuações de pressão no patamar do degrau 12 para as vazões (i) Q = 0,04 m³/s, (ii) Q = 0,08 m³/s, (iii) Q = 0,10 m³/s e (iv) Q = 0,11 m³/s.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

A investigação experimental de escoamentos em laboratórios de pesquisa em obras hidráulicas utiliza certos procedimentos, tais como considerar determinados fenômenos como estatisticamente estacionários, visando cumprir com requisitos de emprego de metodologias tradicionais de análise.

Este trabalho apresentou a necessidade de avaliar variabilidades de distribuição de energia das flutuações de pressão em degraus de vertedores, através da comparação das conclusões obtidas com base em estimativas de densidades autoespectrais e de sua distribuição ao longo de registros amostrais significativamente longos.

Características variáveis dos picos de energia ao longo do tempo, em diferentes posições de um degrau de vertedor, podem indicar a ocorrência e grau de intensidade de determinadas instabilidades ou oscilações do escoamento, por exemplo quando aerado em maior ou menor magnitude e em função da posição de início da aeração, instabilidades estas visíveis pela movimentação em macro escala das regiões mais ou menos aeradas da água em escoamento.

REFERÊNCIAS

Bendat, J. S. (2010). *Random data: analysis and measurement procedures*. 4. ed. John Wiley & sons. New York, USA.

Lopez Fernández, A. R. (2018). *Influencia de la aireación inducida por estructuras adicionales (pilar – deflector), en la distribución de las presiones dinámicas en vertederos escalonados – estudio experimental.* FIUNA (a ser impresso).

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Dona Francisca Energética pela participação na montagem da infraestrutura inicial do modelo de vertedor em degraus utilizado nos experimentos e a Furnas Centrais Elétricas pela participação no projeto atual de pesquisa e desenvolvimento no qual este trabalho está inserido. Agradecem, também, ao Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul - Brasil e à equipe de bolsistas, técnicos e pesquisadores do Laboratório de Obras Hidráulicas.

O primeiro autor agradece, em especial, ao Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología del Paraguay CONACYT, pelo financiamento da Maestría en Ingeniería de Recursos Hídricos - FIUNA.

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

APROXIMACIÓN EXPERIMENTAL A LA PRESURIZACIÓN DE TUBERÍAS EN SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

[1]David Camargo, [2]Flor Sánchez, [3]David Celeita y [4]Juan Saldarriaga
[1,2] Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes, Colombia.
[3] Investigador, Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados (CIACUA), Universidad de los Andes, Colombia.
[4] Profesor Titular, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes, Colombia.
da.camargo10@uniandes.edu.co, fe.sanchez10@uniandes.edu.co, da.celeita10@uniandes.edu.co, jsaldarr@uniandes.edu.co

RESUMEN:

La presurización de sistemas de alcantarillado urbano es un fenómeno que puede causar daños estructurales e incluso resultar en una catástrofe de salud pública, especialmente en los países en desarrollo que tienen sistemas de drenaje combinado. Estudios previos han clasificado el fenómeno de presurización desde aguas abajo hacia aguas arriba en etapas, proponiendo varios modelos matemáticos para predecir las variaciones de presión y el efecto que genera el arrastre de aire atrapado. La presente investigación considera el proceso de presurización opuesto, desde aguas arriba hacia aguas abajo. Mediante un modelo físico en el que se controlan el tiempo de drenaje y la magnitud de la velocidad de flujo, se simulan eventos de drenaje intenso causado por posibles inundaciones. Los resultados experimentales muestran que el aumento de nivel de agua cuando el sistema está cerca de presurización, así como cuando se presuriza es un aumento gradual. Además, las observaciones a partir de datos de estudios previos permitieron concluir la diferencia entre ambas formas de fenómenos de sobrecarga en términos de variación de la presión. La evaluación del tiempo de drenaje mostró que las presiones máximas pueden reducirse si la inundación se prolonga, lo que implica una posible mitigación de la presión. Regulando la magnitud de la inundación, se mostró que la presión y el flujo no siguen una relación lineal, pero comparten una tendencia similar a medida que aumenta el caudal.

ABSTRACT:

Urban sewer pressurization is a phenomenon that can cause structural damage and even result in a public health catastrophe, especially in developing countries that have combined rain and wastewater drainage systems. Studies have classified the phenomena of downstream to upstream pressurization in stages, proposing several mathematical models to predict the pressure variations and the effect that the air entrainment generate. The present investigation consider the opposite pressurization process, from upstream to downstream. By means of a physical model where draining time and flow rate magnitude are controlled, events of severe flood draining are simulated. Experimental results show that the increase of water level when the system is near pressurization as well as when it pressurizes is a gradual rising. Furthermore, observations with previous data allowed concluding the difference of both ways of surcharge phenomena in terms of pressure variation. Evaluation of draining time showed that maximum pressures may be reduced if the flood is prolonged, implying possible pressure mitigation. Regulation of the magnitude of the flood, showed that pressure and flow rate do not follow a linear relationship but share a similar tendency as flow rate increase.

PALABRAS CLAVE: Flujo Presurizado; Sistemas de Drenaje Urbano; Transición de Flujo.

INTRODUCCIÓN

El propósito de los sistemas de alcantarillado de aguas lluvias es drenar el agua que llega a las calles y caminos, provocada por eventos de precipitación y escorrentía, de tal manera que se prevengan posibles inundaciones. En los casos donde se presentan eventos de lluvia de intensidad alta, estos sistemas de drenaje pasarán de una condición a flujo libre con relaciones de llenado entre el 70 y el 80% a un flujo presurizado. Este fenómeno de sobrecarga puede llegar a hacer saltar las tapas del sistema de alcantarillado sobre las vías públicas, así como comprometer la integridad estructural del sistema. En países en vías de desarrollo esta situación se puede convertir en un problema de salud pública, especialmente en sistemas de alcantarillado combinados (Pozos-Estrada et al. 2015).

Existen dos formas en las cuales se puede presentar la presurización de un sistema: (1) de aguas abajo hacia aguas arriba, lo que reduce drásticamente el caudal de salida, o (2) desde aguas arriba hacia aguas abajo, lo que incrementa el caudal. De cualquier manera, ambas dinámicas involucran el arrastre de aire atrapado que se moverá a lo largo de la corona de las tuberías, bien sea en el sentido del flujo o en el sentido opuesto al flujo. El fenómeno de presurización ocurre en varias etapas; por ejemplo, Li y McCorquodale (1999) clasificaron la presurización en cinco etapas. (1) Flujo por gravedad: en la tubería se encuentran agua y aire en la dirección de flujo, se presenta un flujo estacionario. (2) Formación sobrecarga: se bloquea el flujo hacia aguas abajo, surge debido a un resalto hidráulico que se mueve hacia aguas arriba, presurizando el flujo a medida que se va desplazando. En esta etapa los paquetes de aire atrapado y las olas son visibles, desplazándose en la dirección opuesta al flujo. (3) Formación de interfaz inestable: las olas de agua tienden a la inestabilidad, encontrándose cerca de la corona de la tubería. Un incremento adicional en el nivel del agua se genera debido a olas oscilantes, atrapando el aire por completo. (4) Transición a flujo de sobrecarga: un paquete de aire comprimido viaja aguas arriba, la condición de sobrecarga ya es visible en toda la red. (5) Liberación de aire atrapado: el aire atrapado es liberado de la tubería a presión. Adicionalmente, Fuamba (2002) describe que el comportamiento sigue fases similares, destacando que la etapa de formación de sobrecarga genera un incremento gradual en la altura piezométrica, describiendo la tercera etapa como altamente dinámica.

Cuando la superficie libre y la zona presurizada se presentan simultáneamente, el sistema se encuentra sometido a presiones positivas y negativas. Bajo esta condición inestable es usual suponer que el aire atrapado sufre un proceso de expansión y compresión pseudo-adiabática (Li y McCorquodale, 2001). Se destaca que la generación de aire atrapado en la tercera etapa produce fluctuaciones en la superficie de agua, que pueden ser responsables de ocasionar daños estructurales en el sistema. Otros autores que han caracterizado la presurización desde aguas abajo hacia aguas arriba han encontrado que el tamaño de los paquetes de aire puede variar de acuerdo con el caudal de flujo; así como el tiempo de inicio, la intensidad de oscilación y su duración en el sistema (Ferreri et al. 2014). Por lo tanto, se destaca la importancia de predecir los patrones de presurización; sin embargo, no hay aplicaciones prácticas por la falta de estudios disponibles.

La investigación en este campo comenzó con los trabajos de Meyer-Peter y Favre (1932) con el *Limmatwerk Wettingrn tail-race tunnel*, en donde era posible identificar tres etapas a medida que el túnel iba siendo sometido al flujo presurizado. El movimiento de la sobrecarga en canales abiertos fue investigado por Cunge (1966) a través de métodos pseudo-viscosos; posteriormente más aproximaciones en esta área fueron propuestas por Yen (1978), quien identificó que la transición de flujo no presurizado a flujo presurizado era una inestabilidad hidráulica.

Respecto al campo de la modelación matemática, existen tres aproximaciones propuestas para tratar el fenómeno de presurización en redes de alcantarillado: el método *Priessman Slot*, el método *Shock Fitting* y el método de columna rígida de agua. Cada uno de estos tiene un fundamento hidráulico y una manera distinta de tratar el aire atrapado. El método Priessman Slot (Chaudhry, 1982) es ampliamente usado en flujos mixtos en alcantarillados, está basado en la similitud entre las ecuaciones de Saint-Venant en canales abiertos y en tuberías cerradas. En este método se considera la existencia de un espacio en la parte superior del conducto cerrado, de forma

que tanto el flujo a superficie libre como el flujo a presión puedan ser analizados. El ancho de este espacio hipotético puede ser elegido, lo que permite que no se incrementen el área de la sección transversal ni el radio hidráulico. Cuando se incrementa la lámina de agua, la profundidad calculada se convierte en la altura de presión que actúa sobre las tuberías. Se destaca que este método tiene limitaciones, por ejemplo, no puede simular las bolsas de aire ni las presiones negativas.

El segundo método, el de *Shock Fitting*, puede manejar las presiones negativas y el aire atrapado; el método está basado en la conexión entre los dos regímenes de flujo representada por el resalto hidráulico. Por lo tanto, se calculan la velocidad, ubicación e intensidad de esta interfaz móvil. Wiggert (1972) modificó este método introduciendo el flujo a presión como un flujo pistón; sin embargo, el método tiene una limitación, dado que se convierte en altamente inestable cuando aparecen olas empinadas (Guo y Song, 1990) (Guo y Song, 1991).

El tercer y último método, el método de columna rígida de agua, modela los transientes de presión en flujos mixtos (Hamam y McCorquodale, 1982). El método modela el flujo de transición simulando explícitamente el resalto hidráulico entre el flujo a superficie libre y el flujo a presión, además, incorpora también la formación de bolsas de aire. Este modelo realiza algunas suposiciones, por ejemplo, que las columnas de agua son incompresibles y sus velocidades de flujo son uniformes pero inestables. También considera que existe una hipotética burbuja de aire estacionaria, que está atrapada al interior del alcantarillado luego de la ocurrencia de la inestabilidad en la interfaz entre agua y aire; esta burbuja de aire sufre expansión y compresión pseudo-adiabática. Se plantean ecuaciones de continuidad y momentum para las etapas mencionadas, para cada una de estas etapas se resolverán las ecuaciones diferenciales por medio de un algoritmo Runge-Kutta de quinto orden.

Igualmente, algunos autores han trabajado en modelos físicos experimentales para probar los modelos matemáticos. Como ya fue mencionado previamente, Li y McCorquodale (2001) caracterizaron cinco etapas, en donde las últimas cuatro cuentan con sus propias ecuaciones basadas en las ecuaciones de conservación del momentum, continuidad, la ley de gases ideales aplicada a la compresión pseudo-adiabática de las bolsas de aire y el principio de columna rígida de agua. Se ensayaron dos escenarios, uno en el que se consideraba una interrupción completa en el flujo por medio de una compuerta aguas abajo, y otro en el que se simulaba la falla de una bomba por medio de la inundación del tanque del sumidero aguas abajo. De la comparación entre los resultados experimentales y los modelos formales se ha encontrado que al ocurrir el fenómeno de golpe de ariete las presiones pueden ser subestimadas por el modelo matemático. Por el contrario, se encontró que las predicciones en las presiones negativas típicamente son menores que las observadas.

Respecto al desarrollo de estos montajes experimentales, se ha encontrado que estos se realizan típicamente para profundidades relativas de flujo de entre el 40 y el 85%. Li y McCorquodale (1991) construyeron un modelo con una tubería de 152 mm de diámetro y pendiente de 0.00515, con nueve piezómetros a lo largo de la tubería y dos transductores de presión. En estas pruebas se ha encontrado que, si una compuerta de control aguas abajo se cierra repentinamente, el caudal tiene a disminuir, el nivel del agua se eleva abruptamente e incluso es posible generar aire atrapado que se mueve hacia aguas arriba. Estas bolsas de aire son las que causarán fluctuaciones en la medición de presiones.

Por otra parte, Vasconcelos y Wright (2005) ensayaron varias pendientes y condiciones de flujo de entrada, su objetivo era observar las interacciones entre el agua y el aire durante las fases de llenado de la tubería. Su investigación encontró que no existe ninguna relación directa entre el caudal de entrada y el pico en el incremento de la lámina de agua, dado que estos dependen de las condiciones de flujo. Adicionalmente, se observó un efecto de alivio de amortiguación de aire debido al agujero de avance, lo que da evidencias solidas de la existencia de la compresión de aire propuesta por Li y McCorquodale (1999). Uno de los experimentos físicos más recientes fue realizado por Ferreri et al (2014), en donde una tubería de 26.09 m de largo y 244 mm de diámetro fue ensayada sobre 144 escenarios, realizando variaciones en la pendiente, el caudal, y la profundidad relativa del agua. Los resultados mostraron que la presurización abrupta ocurría

únicamente cuando se desarrollaban oscilaciones intensas en la presión, a diferencia de otras formas de presurización más “suaves”.

Como se mencionó previamente, existen dos formas de generar la transición de un flujo a superficie libre a un flujo presurizado, el caso que ha sido más estudiado experimentalmente es en el que la sobrecarga se genera desde aguas abajo hacia aguas arriba, Por lo tanto, el objetivo de este artículo es analizar el fenómeno de sobrecarga desde aguas arriba hacia aguas abajo, esto por medio del desarrollo de perfiles de velocidad y presión en un montaje físico experimental de alcantarillado. Se evaluarán tres escenarios: el primero inicia desde una relación de llenado baja hasta el límite de flujo presurizado; el segundo y el tercer escenario se diseñan para condiciones presurizadas, iniciando con una relación de llenado cercana al 80%, en donde se evalúan los efectos del tiempo y el caudal de entrada. Las variables medidas en el montaje son presión, velocidad y caudal de flujo; debido a que se mantiene una pendiente fija, el llenado de la tubería se simula considerando que el caudal de flujo es más alto que el caudal de diseño de la tubería.

MONTAJE EXPERIMENTAL Y METODOLOGÍA

El modelo se desarrolló en el Laboratorio de Hidráulica de la Universidad de los Andes, Colombia (Figura 1). El montaje de la tubería de alcantarillado a trabajar consiste en 6 secciones de tuberías de plexiglás de 209 mm de diámetro interno, conectadas por medio de bridas con pernos y tuercas. Igualmente, el modelo se encuentra debidamente instrumentado, contando con una electroválvula reguladora tipo mariposa de 200 mm a la entrada de la tubería que permite al operador establecer electrónicamente el porcentaje de apertura, así como el tiempo que tarda en abrir la válvula. Con el interés de estudiar variaciones de presión, se instalaron 4 transductores de presión de acero con una precisión del 0.075% (Figura 2a), distribuidos a lo largo de la tubería. Igualmente, en el centro del montaje se instaló un sensor para obtener los perfiles de velocidad en la tubería. Finalmente, a la salida de la tubería, se instaló una compuerta manual que permite regular la profundidad de flujo (Figura 2b). El montaje cuenta con un tanque elevado de 4 metros que alimenta el modelo; debido a que se produce un flujo no permanente por la apertura de la válvula, se instaló una pantalla reguladora para generar un flujo uniforme. Esta pantalla está hecha de plexiglás, y cuenta con 9 orificios de 50 mm cada uno (Figura 2c).

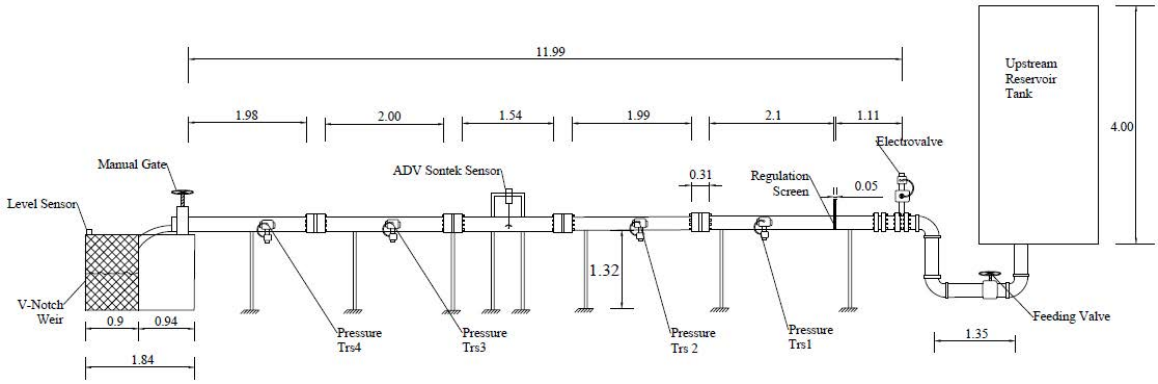


Figura 1.- Diagrama del montaje experimental (longitudes en metros).

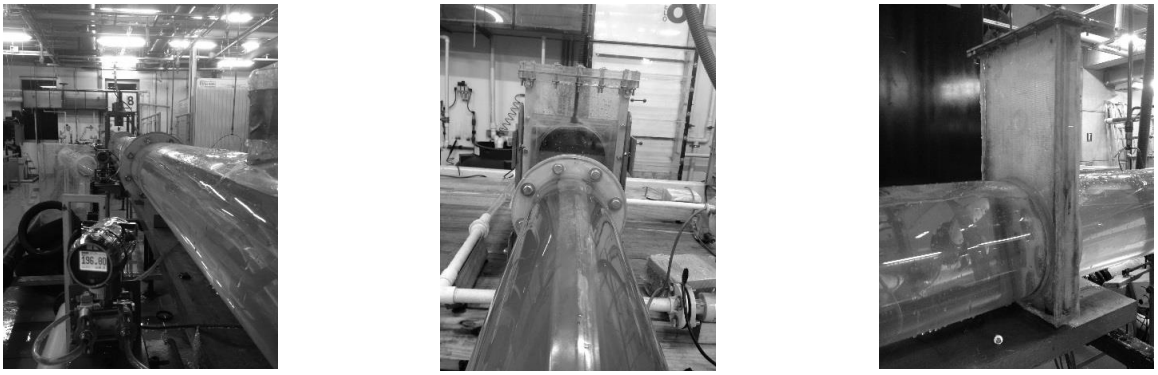


Figura 2.- a) Transductor de presión; b) Compuerta salida; c) Pantalla reguladora.

Tabla 1.- Casos probados en los ciclos de presurización del Escenario 2.

# Ciclo	Apertura inicial válvula (%)	Apertura válvula de presurización (%)	Tiempos de apertura y cierre (s)
1	10	40	5
2	10	40	10
3	10	40	15
4	10	40	20
5	10	40	25

A la salida del montaje experimental hay un vertedero triangular de cresta delgada, así como un sensor de profundidad para medir el caudal de salida.

El procedimiento de cada ensayo dependerá del escenario a trabajar. El primer caso, en el que no se presenta presurización, consiste en 60 segundos de mediciones a flujo libre, 30 segundos de apertura de la electroválvula y 210 segundos para tomar datos de un estado casi presurizado en la tubería. Los otros dos escenarios consisten básicamente en la generación de ciclos de sobrecarga; es decir, se parte de un flujo a superficie libre, luego se realiza la presurización por un periodo de tiempo determinado, y finalmente se regresa al estado inicial del sistema (relación de llenado entre 80 y 90%). El ciclo de sobrecarga inicia cuando el porcentaje de apertura de la electroválvula aumenta, generando un incremento en el caudal de flujo y presurizando la tubería. Posteriormente, el ciclo de sobrecarga termina cuando el porcentaje de apertura de la electroválvula retorna a su estado inicial. Las mediciones de velocidad y presión se obtienen a partir de los sensores instalados, el caudal en cambio se obtiene a partir de la ecuación propuesta por Brater et al (1996) para establecer el caudal que pasa por un vertedero triangular de cresta delgada de 60°, esta ecuación se presenta a continuación.

$$Q = 0.7725 \cdot h^{2.47} \quad (1)$$

La duración de cada ciclo de presurización es de 300 segundos, que se distribuyen de la siguiente forma: los primeros 60 segundos corresponden a mediciones a flujo libre en un estado estable, con el porcentaje de apertura inicial de la electroválvula. Luego, la electroválvula se abre hasta alcanzar la apertura que produce flujo presurizado en un periodo de tiempo fijo y se realizan mediciones en este estado de sobrecarga por 120 segundos. Posteriormente, la electroválvula retorna a su porcentaje de apertura inicial en un periodo de tiempo fijo. Finalmente, se toman mediciones durante 120 segundos cuando el sistema haya retornado a su estado inicial, dando final al ciclo de sobrecarga.

Tabla 2.- Casos probados en los ciclos de presurización del Escenario 3.

# Ciclo	Apertura inicial válvula (%)	Apertura válvula de presurización (%)
1	8	30
2	8	40
3	8	50
4	8	60
5	8	70

# Ciclo	Apertura inicial válvula (%)	Apertura válvula de presurización (%)
1	10	30
2	10	40
3	10	50
4	10	60
5	10	70

Se destaca que, para el primer escenario, en el cual no se alcanza la presurización del sistema por completo, se examinará el incremento en el nivel del agua a medida que esta se acerca a la corona de la tubería; posteriormente se comparará con los resultados obtenidos por otros autores. El segundo y el tercer escenario consisten en varios ciclos de sobrecarga para determinar el efecto del caudal y la duración del proceso de presurización en el análisis. El segundo escenario busca establecer si el tiempo de apertura de la electroválvula influye sobre las mediciones de presión, representado en la Tabla 1. Por otra parte, el tercer escenario maneja un tiempo de apertura y

cerrado de la electroválvula fijo de 15 segundos. En la Tabla 2 se presentan los porcentajes de apertura inicial y final de la electroválvula.

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Li y McCorquodale (1999) estudiaron los efectos de fallas de bombas y concluyeron que los paquetes de aire atrapado se movían en sentido opuesto a la dirección de flujo, principalmente debido a que la presurización iba de aguas abajo hacia aguas arriba. Por lo tanto, no sorprende que en esta investigación se encontró que estos paquetes de aire se movían en la misma dirección del flujo a medida que el nivel de agua subía de aguas arriba hacia aguas abajo. Las bolsas de aire que se iban formando en la tubería migraban rápidamente al extremo de la tubería. Se destaca que aun cuando se intentó mantener la tubería con una pendiente de 0.00, esto no era posible debido a condiciones en el montaje, asociadas principalmente a las vibraciones causadas por el flujo de agua en la tubería presurizada. Por lo tanto, semanalmente se hacían reajustes en la pendiente de la tubería, lo que puede influir en la toma de datos.

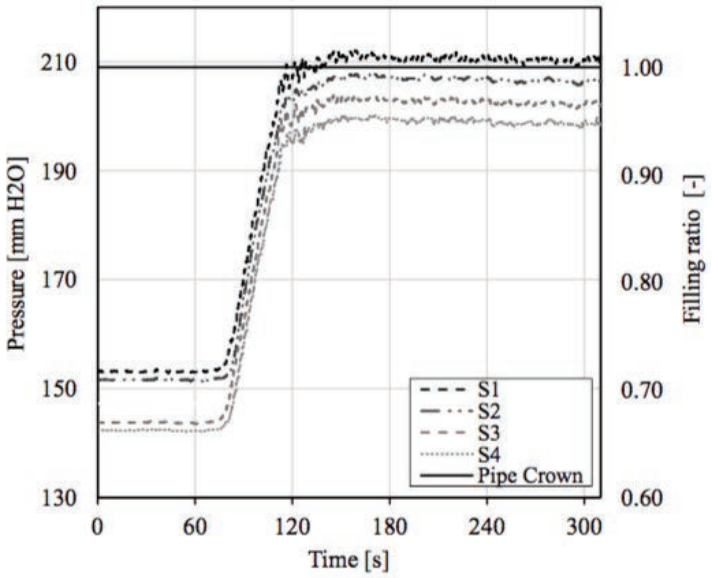


Figura 3.- Mediciones de presión para el primer escenario.

En la Figura 1 se presentan los resultados de las mediciones para el primer escenario en el cual se tienen condiciones muy cercanas a la presurización. En esta figura se presenta el perfil de presión medido por cuatro sensores, en donde se destaca que el cambio en la presión es gradual y uniforme entre los cuatro sensores analizados. Por lo tanto, la elevación en la presión debido a una sobrecarga desde aguas arriba hacia aguas abajo no es abrupta, sino que sigue una tendencia suave. En la Figura 2, correspondiente al segundo escenario, se encontró que el incremento en la presión es menos suave que en el primer escenario, sin embargo, en general los cambios no son abruptos, al menos en la mayor parte de los sensores de medición con los que se trabajó. Por otra parte, debido a los errores mencionados en la pendiente, es posible identificar que existen algunas variaciones de presión en esta figura por medio de la comparación entre los registros de diferentes sensores. Por ejemplo, en la Figura 1 y en la Figura 2 es posible identificar diferencias sutiles de 2 o 3 mm en las mediciones antes y después de que se alcanzara la presurización en el sistema.

La compuerta manual a la salida de la tubería permitió la manipulación de la profundidad de flujo en casi toda su longitud. Luego de realizar las pruebas se encontró que la apertura inicial de esta compuerta determinaba el caudal máximo registrado por el sensor de nivel en el vertedero; es decir, se obtenían presiones más altas para niveles de apertura inicial más bajos, y viceversa. Este era el comportamiento esperado, considerando que la profundidad de agua era similar en todos los ensayos. Adicionalmente, se destaca que existía un retraso en los datos capturados a los 60

segundos y a los 180 segundos de ensayo, estos retrasos se encuentran asociados con la operación de la válvula, mas no al fenómeno de presurización como tal; por lo tanto, serán ignorados en el análisis.

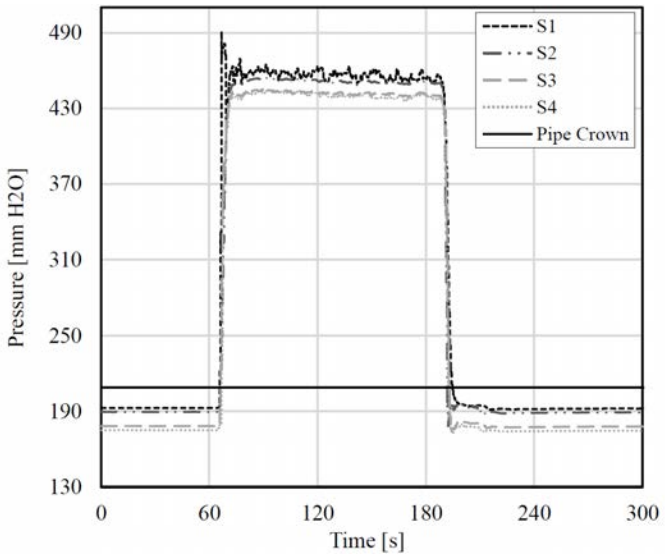


Figura 2.- Resultados Escenario 2 - Ciclo 1: Cambio apertura de 10 a 40% en 5 segundos.

Simulación Inundación no Presurizada: Análisis Elevación (Escenario 1)

Cuando el nivel de apertura es alcanzado, las diferencias entre las mediciones de los cuatro sensores tienden a ser similares, pero con un desfase de 5 mm aproximadamente. En la Figura 1 se presentó la forma en que el nivel de agua (y/D) se elevaba desde la condición inicial de ~0.7 hasta alcanzar ~0.99 (exceptuando el sensor 1). Este escenario describe un incremento gradual cuando la electroválvula se abre en 30 segundos, iniciando desde una apertura del 30% y llegando hasta un 60%. Se resalta que al final del montaje se encuentra una compuerta manual que permite regular la altura de agua al interior del conducto, por lo tanto, esta compuerta se fijó de tal manera que se consiguiera el nivel de agua deseado.

Igualmente, se destaca que los perfiles de caudal y velocidad presentan un comportamiento similar al de los perfiles de presión presentados. El incremento gradual obtenido difiere de los transientes de golpe de ariete o los transientes de liberación de aire atrapado presentados por Li y McCorquodale (1999) por medio de sus modelos experimentales y matemáticos; en estos se presentaba que existían variaciones abruptas y aleatorias en la altura de presión para el proceso de cierre de compuerta que simulaba la falla en una bomba aguas abajo. Estos resultados permiten sugerir que el proceso de presurización desde aguas arriba hacia aguas abajo sigue un incremento gradual en el nivel de la superficie del agua. En cambio, para un proceso de aguas abajo hacia aguas arriba se encontraron cambios forzosos en las mediciones de presión.

Simulación Inundación: Evaluación del Tiempo (Escenario 2)

Como se puede observar en la Figura 2, la presión durante la apertura inicial varía entre 177 y 193 mm aproximadamente, lo que corresponde a la relación de llenado de diseño para estas estructuras de alcantarillado. Para los ciclos presentados en la Tabla 1 las presiones alcanzadas por los ciclos de presurización fueron de más del doble del diámetro de la tubería, es decir, se trata de un escenario de simulación de alcantarillado presurizado. Entre la información observada se evidenció una tendencia general en los transductores de presión: el nivel de llenado inicial en 60 segundos se ve sucedido por un estado de presurización rápido, así como igualmente se presenta una caída rápida de la profundidad hasta alcanzar las condiciones iniciales luego del intervalo estipulado de 120 segundos.

En la Figura 2 se presentó el comportamiento general de los cuatro sensores (S1 a S4) para uno de los ciclos, mientras que en la Figura 3 se presentarán las mediciones registradas únicamente por el sensor 1 (S1) para cada uno de los casos descritos en la Tabla 1, esto con la intención de

presentar el comportamiento general de la presión en este ensayo. Se encontró que la presión máxima luego de la etapa de presurización depende del tiempo especificado de apertura de la electroválvula, así como a mayor tiempo de apertura se suaviza más el cambio. Aún así, en todos los casos se está trabajando con cambios suaves, no abruptos. Básicamente se presenta una relación inversa entre el tiempo y la presión: a medida que el tiempo de sobrecarga es menor, la presión alcanzada es mayor.

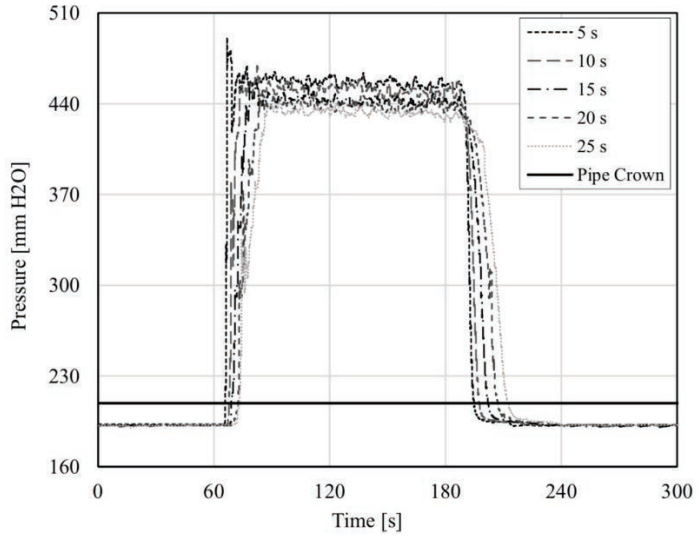


Figura 3.- Comparación resultados obtenidos para los 5 casos probados en el escenario 2 (Presión sensor 1).

Simulación Inundación: Evaluación del Caudal (Escenario 3)

La regulación de la apertura inicial de la electroválvula implica directamente un mayor caudal, que eventualmente elevará las mediciones obtenidas en el perfil de velocidad, lo que tendrá como consecuencia que el sistema presentará mayores presiones. Se encontró que para las aperturas del 30 y 40% presentadas en la Tabla 2, se obtenían los mayores incrementos en la presurización, independientemente de la apertura inicial.

Los otros tres casos probados no presentaron incrementos significativos en la presión, como si sucedió en los dos primeros. En general, se encontró que se presentaba un incremento en la presión al abrir la electroválvula, y posteriormente se presentaba una caída rápida en la presión al cerrar la válvula. Independientemente de la magnitud de la apertura de presurización, la distancia medida entre los registros de cada sensor permanece igual. Igualmente, se encontró que una vez que se alcanza un 50% de apertura de la válvula, la presión tiende a estabilizarse, por lo tanto, se restringe la obtención de presiones más altas.

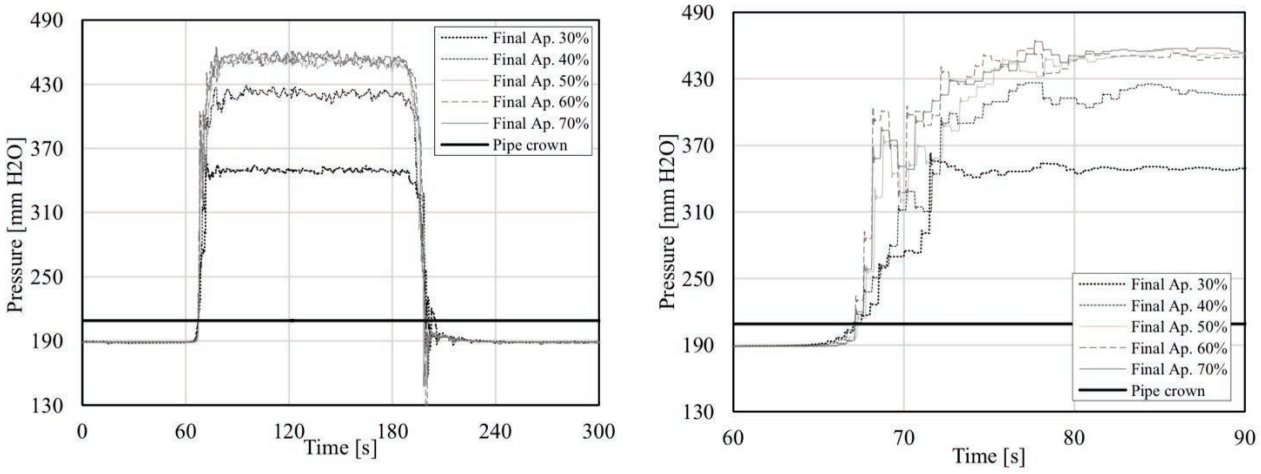


Figura 4.- Izq: Mediciones Escenario 3 (Sensor 1); Der: Mediciones de presión entre 60 y 90 segundos.

Dado que el sensor 1 es el que registraba las presiones más altas, y los demás sensores seguían el mismo comportamiento, pero con magnitudes más bajas, se decidió presentar los resultados medidos en el sensor 1 para el escenario 3 en la Figura 4, en donde se presenta el perfil para los 300 segundos del ciclo, así como un acercamiento a la zona entre 60 y 90 segundos, para apreciar mejor las variaciones de presión. Sin embargo, la mayor preocupación radica en que aun cuando la electroválvula permite que pase la misma cantidad de agua, igual se detectan diferencias en las velocidades durante el intervalo de presurización. Esto significa que desde una apertura del 50% los incrementos en la apertura inicial no representan un incremento significativo ni en la velocidad ni en la presión; es decir, la presión y la velocidad no siguen una relación directa 1 a 1 con la presurización final. Igualmente, se debe destacar que en este tercer escenario se encontró que no existe evidencia de que se presente el fenómeno de golpe de ariete; por el contrario, se cuenta con transiciones rápidas pero suaves y sin fluctuaciones desde la presión inicial hasta el nuevo estado de presión en la tubería.

Finalmente, con el objetivo de obtener más información sobre la relación entre el caudal y la presión con el porcentaje de apertura de la compuerta en este escenario, se presentarán más adelante los resultados para las presiones y caudales máximos, en la Figura 5. En estas figuras es posible apreciar el efecto de la electroválvula en ambas variables: inicialmente, ambas figuras describen una tendencia similar, en donde para valores de apertura bajos (8-10%) la presión y el caudal se incrementan a medida que se abre la electroválvula. Sin embargo, ambas variables alcanzan un límite, por lo tanto, tanto el caudal como la velocidad convergen a un único valor después de porcentajes de apertura de la electroválvula del 50% para el caudal, y del 60% para la presión. Los resultados del modelo muestran que existen algunas diferencias entre los perfiles de presión y de caudal; por ejemplo, para una apertura inicial del 8%, las presiones finales son superiores que las obtenidas con una apertura inicial de la electroválvula del 10%. Por el contrario, en el caso del caudal, se encontró que este resulta ser ligeramente menor cuando se considera una apertura inicial del 8%, y mayor con una apertura inicial del 10%. Se destaca que ni la presión ni el caudal siguen una relación lineal con el porcentaje de apertura de la electroválvula.

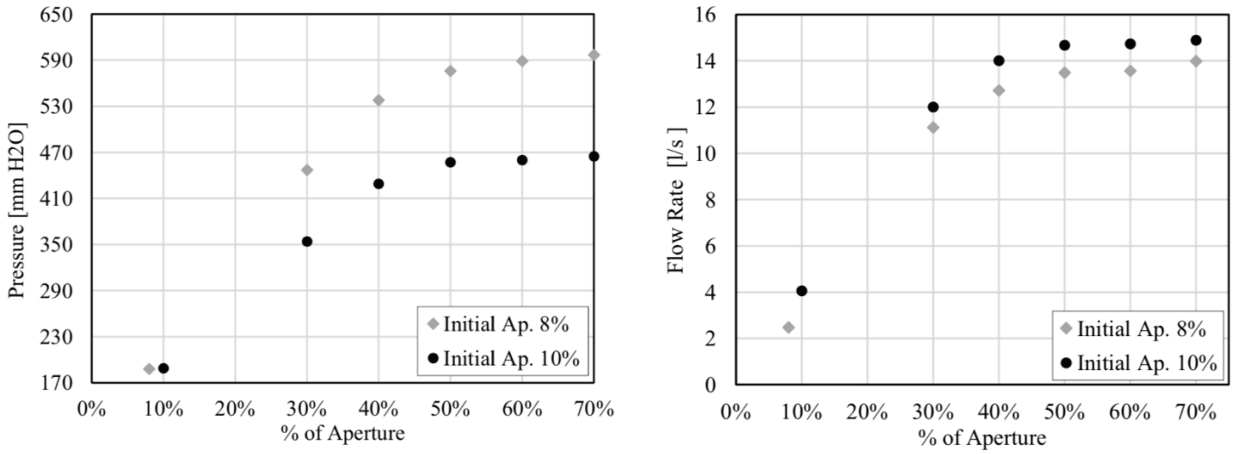


Figura 5.- Izq: Presión vs % apertura (Escenario 3); Der: Caudal vs % apertura (Escenario 3).

CONCLUSIONES

Se construyó un modelo físico experimental para un sistema de drenaje para analizar el flujo presurizado y el flujo a superficie libre en distintos escenarios. El objetivo del modelo era entender el proceso de presurización en alcantarillados desde aguas arriba hacia aguas abajo, simulando así el proceso de drenaje de un evento de inundación en un sistema urbano. Se probaron tres escenarios variando las condiciones de apertura de la válvula inicial: variación en la apertura inicial, variación en el tiempo de apertura y variación en el caudal.

En el primer escenario se encontró que cuando inicia el drenaje de la inundación el incremento en el nivel del agua desde aguas arriba hacia aguas abajo es gradual, incluso en el

escenario en donde la tubería se presuriza con cambios en el tiempo o las condiciones de entrada. Este incremento gradual se refiere al incremento en la presión que describe un comportamiento cóncavo, que representa el nivel del agua cuando inicia un evento de inundación en el sistema. Si se compara con resultados experimentales de otros autores que estudiaban el fenómeno de presurización desde aguas abajo hacia aguas arriba, se encuentra que en estos casos las variaciones en la presión no eran graduales sino abruptas. Por lo tanto, se ha identificado que la diferencia entre los dos fenómenos de presurización se encuentra principalmente en términos del incremento en la presión. Es decir, al generar el fenómeno de presurización desde aguas arriba hacia aguas abajo, que fue la metodología propuesta en esta investigación, se encontró que el cambio es suave, no existen evidencias de cambios bruscos ni flujo transiente en la tubería, es decir, no hay evidencia de que ocurra un golpe de ariete al generar presurización en las tuberías siguiendo la metodología propuesta en este artículo. En general, se encontró que el cambio desde la presión inicial hasta la presión final de sobrecarga es suave, no se presentan fluctuaciones y su velocidad dependerá en gran medida del tiempo que tarde en abrirse la válvula.

Igualmente, el tiempo empleado en alcanzar la presión máxima de drenaje fue una variable a considerar, esto debido a la importancia que tiene la velocidad a la que ocurre el fenómeno. Esto fue simulado por medio del tiempo que toma la electroválvula en el proceso de apertura desde un estado inicial hasta uno final. Los resultados muestran que la presión tiende a disminuir a medida que el tiempo de presurización aumenta, esto significa que al aumentar el tiempo que tarda el agua en ingresar al sistema en eventos de inundación, las presiones máximas podrían ser reducidas en un escenario de flujo presurizado.

Finalmente, es importante considerar la magnitud de inundación debido al efecto que tiene el caudal sobre la presión y la velocidad es directa. Se encontró que la relación entre presión y caudal no es lineal, incluso cuando el comportamiento de ambas es similar y convergen en un valor. El trabajo futuro busca incluir el efecto de la pendiente sobre los ciclos de sobrecarga en el sistema, lo que enriquecería los resultados obtenidos en esta investigación.

REFERENCIAS

Brater, E.F., King, H. W., Lindell, J. E., Wei, C. Y. (1996), Handbook of Hydraulics. Seventh Edition, Mcgraw-Hill. U.S.A.

Chaudhry, M. H. (1982). Applied hydraulic treatments. Van Nostrand Reinhold, New York, 426–431.

Cunge, J.A. (1966), Comparison of physical and mathematical model test results on transltion waves in the Oraison-Manosque power canal. La Houille Blanche, 22(1), 55-69.

Fuamba, M., (2002). Contribution on transient flow modelling in storm sewers. Journal of Hydraulic Engineering, 40 (6), 685– 693.

Giovanni B. Ferreri, Giuseppe Ciraolo & Carlo Lo Re (2014) Storm sewer pressurization transient – an experimental investigation, Journal of Hydraulic Research, 52:5, 666-675.

Guo, Q., and Song, C. S. (1990). ‘‘Surging in urban storm drainage systems.’’ J. Hydr. Engrg., ASCE, 116(12), 1523–1537.

Guo, Q., and Song, C. S. (1991). ‘‘Dropshaft hydrodynamics under transient conditions.’’ J. Hydr. Engrg., ASCE, 117(8), 1042–1055.

Hamam, M. A., and McCorquodale, J. A. (1982). ‘‘Transient conditions in the transition from gravity to surcharged sewer flow.’’ Can. J. Civ. Engrg., Ottawa, 9(2), 189–196.

Li, J., McCorquodale, J.A. (1999). Modelling mixed flow in storm sewers. J. Hydraulic Eng. 125(11), 1170–1180.

Li, J., McCorquodale, J.A. (2001). Modelling the transition from gravity to pressurized flows in sewers. Specialty Symposium on Urban Drainage Modeling at the World Water and Environmental Resources Congress 2001, Orlando, Florida, United States, 134-145.

Meyer-Peter, E. and Favre, H. (1932), Ueber die Eigenschaften von Schwallen und die Berechnung von Unterwasserstollen. Schweizerische Bauzeitung, 100(4/5), 43-50.

Oscar Pozos-Estrada, Ivo Pothof, Oscar A. Fuentes-Mariles, Ramon Dominguez-Mora, Adrian Pedrozo Acuña, Roberto Meli & Fernando Peña (2015): Failure of a drainage tunnel caused by an entrapped air pocket, Urban Water Journal, 12 (6) 446-454.

Vasconcelos, J.G., Wright, S.J. (2005). Experimental investigation of surges in a stormwater storage tunnel. J. Hydraulic Eng. 131(10), 853–861.

Wiggert, D.C. (1972). "Transient flow in free-surface, pressurized systems." J. Hyd. Div., ASCE, 101, 11-27.

Yen, B.C. (1978). "Hydraulic instabilities of storm sewer flows." Proceedings of the international conference on Urban Drainage, University of Southampton, Southampton, United Kingdom, 283-293.

IAHR **AIIH**

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

FORMULACIÓN Y EVALUACIÓN DE CRITERIOS PARA LA MODIFICACIÓN TOPOLÓGICA DE REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE ANTE FUTUROS ESCENARIOS DE CAMBIO EN LA DEMANDA

[1]Laura Vega; [2]Daniela Rojas, y [3]Juan Saldarriaga
[1, 2] Investigador, Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados (CIACUA), Universidad de Los Andes
[3]Profesor Titular, Departamento de Ingeniería civil y ambiental, Universidad de Los Andes, Colombia
[1]lc.vega173@uniandes.edu.co ; [2]d.rojas1887@uniandes.edu.co ; [3]jsaldarr@uniandes.edu.co

RESUMEN:
El crecimiento poblacional es uno de los factores más desafiantes en el diseño, operación y rehabilitación de una Red de Distribución de Agua Potable (RDAP). Hoy en día, las ciudades están sometidas a muchos cambios que pueden afectar el desempeño y objetivo principal de la infraestructura urbana como los asentamientos informales y el fenómeno de sobrepoblación que se observan comúnmente en un país en desarrollo como Colombia. Este estudio se enfoca en definir y evaluar un nuevo criterio de rehabilitación de RDAP llamado Potencia Disponible, para luego compararlo con el criterio de Potencia Específica, que fue desarrollado previamente por el Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados –CIACUA- de la Universidad de Los Andes. Ambos criterios se evaluaron bajo diferentes escenarios de futura demanda en cinco casos de estudio de municipios y ciudades de Colombia, mediante una metodología de rehabilitación tubería-a-tubería basada en la restricción de presión mínima. Al realizar diferentes análisis de costos y mediciones de confiabilidad de las redes rehabilitadas y luego compararlas con la metodología de optimización OPUS, se determinó que a pesar de que ambos criterios resultaron ser puntos de referencia en la mejora del desempeño hidráulico en las redes, presentan una gran diferencia en su particularidad para evaluar los trazados de cada red de acuerdo con la complejidad topológica y topográfica.

ABSTRACT:
Population growth is one of the most challenging factors around the design, operation and renewal of Water Distribution Networks (WDN). Nowadays, cities are subjected to many dramatic changes that may disturb the performance and original approach of urban infrastructure, like informal settlements and overcrowding phenomena seen many in cities of developing countries as Colombia. This research focuses on the definition of a new WDN rehabilitation criteria, Available Power, and its subsequent evaluation and comparison with the Specific Power criteria, previously developed in the Water Supply and Sewer Systems Research Center –CIACUA- of Universidad de Los Andes. Both criteria were assessed under different future demand scenarios in five study cases of municipalities and main cities of Colombia, using a pipe-to-pipe rehabilitation methodology based in the minimum pressure requirement, programmed with EPANET's toolkit. Capital costs and some surrogate measures of networks reliability were taken into account to assess the rehabilitated networks, and its results were compared with OPUS optimal designs. Both criteria proved to be good benchmarks to improve the hydraulic performance in each rehabilitated network. Additionally, a great difference in the suitability of each criteria was found considering the topologic and topographic complexity of different networks layouts.

PALABRAS CLAVES: Criterios de rehabilitación, Potencia Disponible, Diseño optimizado.

INTRODUCCIÓN

Las dinámicas de una ciudad afectan la configuración urbana, así como la distribución de la población, y esto implica una gran incertidumbre sobre el funcionamiento adecuado de los diferentes sistemas de infraestructura urbana. De hecho, esta dinámica se ha convertido en un problema de gran importancia en los últimos años, ya que la tasa máxima de crecimiento de la población urbana ha ocurrido en los últimos cincuenta años, especialmente en los países en desarrollo. Según el Programa de las Naciones Unidas para los Asentamientos Humanos (2015), casi el 50% de la población mundial vive en ciudades, variando entre el 60% y 80% en los países en desarrollo, y está directamente relacionado con las altas densidades de población urbana. Desde el 2017, aproximadamente el 13% de la población mundial vive en ciudades con más de 5 millones de habitantes. Con respecto a las RDAP, la infraestructura de estas ciudades generalmente se diseña teniendo en cuenta un período de diseño en el que se estima el crecimiento de la población; sin embargo, su carácter no determinista genera una gran incertidumbre con respecto a la futura operación y desempeño de la red. Adicionalmente, las diferentes variaciones en el comportamiento de la demanda a lo largo del tiempo, como el crecimiento poblacional y las tendencias de alta densificación, han obligado a algunas empresas prestadoras del servicio de agua a llevar a cabo diferentes soluciones aisladas que más bien han dificultado el adecuado funcionamiento de todo el sistema en el tiempo.

Una RDAP puede fallar parcial o completamente en cualquier momento de su vida útil debido a diferentes factores ambientales o estructurales, a medida que el comportamiento de la demanda cambia con el tiempo. Esta problemática ha sido ampliamente estudiada y se relaciona comúnmente con la medición de la confiabilidad de una RDAP bajo varias condiciones de falla. La confiabilidad de un sistema se entiende como una medida del desempeño o la capacidad para suministrar adecuadamente las demandas de sus consumidores, tanto de manera cualitativa como cuantitativamente, en cualquier circunstancia (Gheisi y Naser, 2014). En este sentido, una RDAP confiable es capaz de mantener un buen rendimiento en el suministro bajo cualquier tipo de falla a lo largo del tiempo, evitando la interrupción del servicio o zonas de baja presión. En la literatura, los fallos a menudo se clasifican como mecánicos, físicos, hidráulicos o en relación con la calidad del agua. Este estudio afronta las fallas hidráulicas, en donde se consideraron factores que reducen la capacidad hidráulica de una red, incluyendo los casos en el que la demanda excede la capacidad de oferta del flujo del sistema o cuando la rugosidad aumenta debido al envejecimiento, la corrosión o aparición de biopelículas (Gheisi et al., 2016).

De acuerdo con Gheisi et al. (2016), en la literatura se exponen muchas técnicas y criterios para medir la confiabilidad de una RDAP, los cuales pueden ser clasificados principalmente en enfoques analíticos, sistémico-holísticos y heurísticos. El enfoque analítico incluye las primeras técnicas usadas para estimar la confiabilidad de una RDAP, en el que se descompone la red en sus diferentes elementos (embalses, tanques de almacenamiento, bombas, nodos y tuberías) y se analiza la conectividad e interacción entre ellos. Algunas teorías de grafos y principios de redes complejas pueden aplicarse en este primer enfoque. El enfoque sistémico-holístico estudia una RDAP como una unidad e implementa una simulación discreta en su hidráulica y calidad, con el fin de analizar el comportamiento del sistema bajo diferentes escenarios de falla. Finalmente, el enfoque heurístico o aquel que se basa en la medida sustitutiva, es una técnica basada en la experiencia que no mide directamente la confiabilidad de una RDAP, sino que evalúa algunas variables y atributos de la red que están fuertemente relacionados con la confiabilidad, lo que reduce el tiempo computacional en simulaciones extensas.

Otros estudios sobre la confiabilidad de una RDAP a partir de variaciones en la demanda de agua incluyen principalmente un enfoque holístico del sistema como en Basupy y Kapelan (2015), donde se utilizan algunas técnicas de muestreo (Monte Carlo - MC o Latin Hypercube - LH), análisis con árbol de decisión y algoritmos multiobjetivo de optimización, que buscan alcanzar decisiones flexibles y óptimas ante una futura incertidumbre en la demanda. En otros casos, se evalúa la solidez de una RDAP real incluyendo algunos criterios de desempeño y diferentes escenarios verosímiles de demanda como en Agudelo-Vera et al. (2016). En términos de mejora del

rendimiento y evaluación de las redes existentes, Pimentel et al. (2017a) presentan una metodología de sectorización y rehabilitación para las RDAP e introduce un Indicador de Eficiencia (2017b) para medir la capacidad de transporte de una RDAP. Sin embargo, criterios con enfoque en los cambios topológicos de redes existentes no se han estudiado aún con mayor profundidad, por lo que esta investigación se centra en este aspecto en particular.

Basado en el trabajo desarrollado por Saldarriaga et al. (2010) donde se describe la rehabilitación priorizada de RDAP usando el criterio de Potencia Específica, el presente trabajo introduce un nuevo criterio de rehabilitación que utiliza una metodología similar de evaluación tubería por tubería. Ambos criterios se analizaron y se compararon en cinco casos de estudio de RDAP con topologías y topografías variables: dos correspondientes a municipios de menos de 12,000 habitantes (Ginebra y Bugalagrande) y los otros tres son Distritos Hidrométricos (DMA) de tres en ciudades principales de Colombia (Sector 35 de Bogotá D.C., comuna Norte y Noreste – DNN- en Bucaramanga, y sector Simón Bolívar en Santa Marta). El objetivo del presente estudio es proporcionar una solución técnica para las empresas de agua en la identificación de la infraestructura instalada de las RDAP que debe ser reemplazada con prioridad para alcanzar el estándar de presión mínima y lograr un alto desempeño del sistema ante diferentes cambios futuros en la demanda.

METODOLOGÍA

La metodología de evaluación de criterios consta de seis pasos básicos que se explican a continuación en esta sección. El primer paso indica que es necesario realizar una identificación y caracterización inicial de las redes seleccionadas con dos objetivos: i) Identificar la posible correlación entre la topología o topografía de la red con los resultados obtenidos con cada criterio; y ii) definir correctamente las condiciones hidráulicas para realizar la metodología de rehabilitación de acuerdo con la situación operativa de cada RDAP.

1. **Identificación y caracterización de redes.** Una vez que se han seleccionado las redes a rehabilitar, es necesario identificar las características principales y condiciones de operación para definir el contexto de la rehabilitación. Esta caracterización incluye la topografía, la distribución del tamaño del diámetro y sus condiciones operativas (ej. uso de bombas, válvulas o la existencia de zonas de baja presión debido a nodos de demanda a elevaciones elevadas).
2. **Definir el período de rehabilitación y los escenarios de demanda**. El período de rehabilitación seleccionado se definió de acuerdo con el período de diseño del RDAP, concretamente de 25 a 30 años. Esto con el fin de evaluar los cambios requeridos en la red cuando experimenta un escenario de demanda plausible en el límite del período de diseño de la infraestructura instalada. Por consiguiente, se consideró un período de 30 años de rehabilitación. Adicionalmente, suponiendo que se lleve a cabo un proceso real de rehabilitación, los cambios probablemente se realizarían en intervalos de tiempo de menor magnitud. Por esta razón, para cada red, se simularon seis escenarios adicionales a los 30 años de rehabilitación, aumentando la demanda 5 años a la vez hasta lograr 30 años de proyección de la demanda.

   Se incluyeron dos escenarios para la variación de la demanda: un escenario con un enfoque determinista (DS) y dos escenarios con enfoque estocástico, el Escenario 1 (E1) y el Escenario 2 (E2), respectivamente. Para todos los escenarios y casos de estudio, se estimó el crecimiento de la demanda en función del crecimiento poblacional previsto por el DANE (Departamento Administrativo Nacional de Estadística de Colombia), la tasa de consumo de agua per cápita de cada municipio o ciudad y un 30% adicional asociado a pérdidas de agua. Las curvas de consumo de agua se muestran en la Figura 4. Por otro lado, los escenarios estocásticos se generaron analizando la función de densidad probabilística de las demandas existentes en los modelos hidráulicos de las redes. La función de máxima verosimilitud, la prueba de Kolmogorov-Smirnov y el valor de probabilidad de p se utilizaron como pruebas estadísticas, en donde la distribución Log-Normal logró el buen ajuste en todos los casos de estudio, en comparación con otras distribuciones probabilísticas con función de distribución tipo Log-logística, Gamma, Weibull y Exponencial. Una vez que se identificó la función de distribución

de probabilidad, se generó E1 con esta distribución logrando la demanda total esperada para cada período (6 proyecciones consecutivas de 5 años y la proyección de 30 años). En cuanto a E2, los nodos de la red se dividieron en diferentes zonas con demandas de orden de magnitud similar y para cada zona, se distribuyó la demanda proyectada con una función de probabilidad Log-Normal. Para este caso, sólo se simuló la proyección de demanda de 30 años. Los escenarios estocásticos mantienen la desviación de la demanda de los modelos hidráulicos existentes de la red y el promedio se estimó como el consumo total esperado para el período de proyección dividido por los nodos de demanda total de cada red.

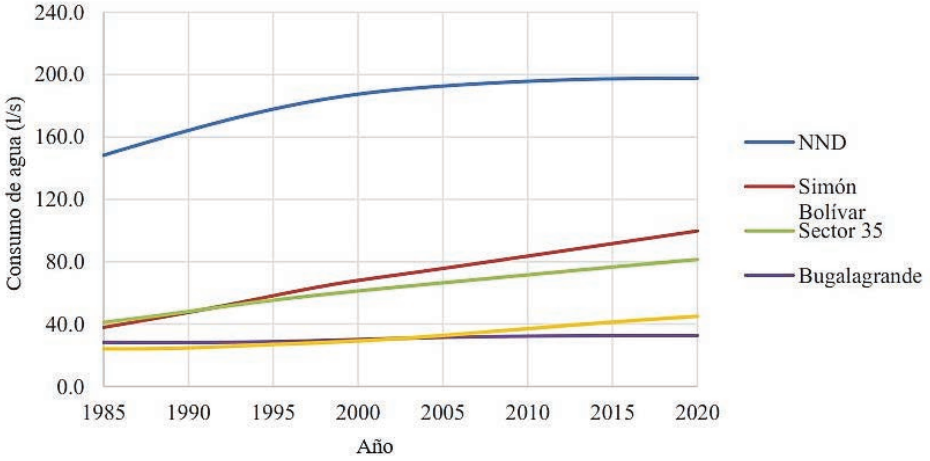


Figura 4.- Curvas de consumo de agua de los casos de estudio.

3. **Condiciones de la red hidráulica y los criterios de rehabilitación.** Teniendo en cuenta que la metodología de rehabilitación busca mejorar la capacidad hidráulica de una red existente para que pueda alcanzar los requisitos de presión mínima y mejorar su confiabilidad, la primera condición hidráulica es la presión mínima requerida en la red (Pmin). En Colombia, este valor es de 15 metros. Además, debido a que existen RDAP en las que la hidráulica está fuertemente regida por la topografía, principalmente asociada a asentamientos informales, es posible tener áreas donde no se pueda alcanzar la presión mínima y donde se requerirán soluciones adicionales, como estaciones de bombeo. En ese sentido, se define un conjunto de nodos que se espera que no cumplan con la condición de presión mínima y luego, poder aplicar la metodología de rehabilitación propuesta, evitando ciclos infinitos. Para este estudio en particular, esta condición se estableció como el porcentaje máximo de nudos de demanda de la red que no pueden cumplir con la restricción: en las RDAP de Bugalagrande, Ginebra y el Sector 35 se alcanzaron las presiones mínimas en todos los nodos de demanda; sin embargo, las redes de DNN y Simón Bolívar tuvieron alrededor de 0.7% y 0.33% de nodos de demanda, respectivamente, que no lo lograron.
Todos los casos de estudio fueron rehabilitados mediante ambos criterios considerando todos los escenarios de demanda descritos en la sección anterior. El criterio de Potencia Específica (PE) (Saldarriaga et al., 2010) se define como la energía por unidad de peso disipada por fricción y pérdidas menores presentes en una tubería, y se calcula como el producto entre el flujo que pasa por una tubería i (q_i) y la pérdida de altura piezométrica de los nodos aguas abajo y aguas arriba (H_{up_i}, H_{dw_i}):

$$PE = q_i \cdot (H_{up_i} - H_{dw_i}) \qquad [1]$$

El segundo criterio, Potencia Disponible (PD), se basa en una medida sustituta confiable y se entiende como una aplicación a pequeña escala del Índice de Resiliencia Hidráulico de Tuberías (IRHT) introducido por Liu et al. (2016). Este índice estima la confiabilidad de una RDAP como la potencia disponible en exceso en dicha red, mediante una relación geométrica hallada con la Línea de Gradiente Hidráulico (LGH) de las tuberías y la presión mínima requerida en la red.

Con el fin de abordar las condiciones hidráulicas de simulación en EPANET (Rossman, 2007) (haciendo uso de la demanda impulsada por el modelo de análisis), se modificó el IRHT en términos de su escala de aplicación y el valor de referencia del nivel de presión utilizado. Asimismo, considerando que los modelos hidráulicos podrían tener presiones inferiores al mínimo requerido o incluso presiones negativas posterior a la simulación de un escenario con determinada demanda de agua, fue necesario elevar el plano de presiones (en los casos negativos, se agregaron a todos los nodos el valor absoluto de la altura mínima de presión) y definir el valor de presión de referencia como cero. Por lo tanto, el criterio de PD se define de la siguiente manera:

$$PD = \frac{S_i'}{A_i + S_i'} \quad [2]$$

donde A_i se refiere al área triangular descrita por el producto de la pérdida de altura de la tubería y su longitud proyectada; S_i' es el área triangular determinada por la altura disponible, sin tener en cuenta la restricción de presión mínima y la longitud proyectada de la tubería. Las funciones del área S_i', la expresión simplificada de $A_i + S_i'$ y la longitud de proyección de la tubería i (L_{pro_i}) se expresan de la siguiente manera:

$$S_i' = \frac{1}{2}\left(H_{dw_i} - Z_{dw_i}\right) \cdot L_{pro_i} \quad [3]$$

$$S_i' + A_i = \frac{1}{2}\left(H_{up_i} - Z_{dw_i}\right) \cdot L_{pro_i} \quad [4]$$

$$L_{pro_i} = \sqrt{L_i^2 - \left(Z_{up_i} - Z_{dw_i}\right)^2} \quad [5]$$

$$PD = \frac{P_{dw_i}}{H_{up_i} + Z_{dw,i}} \quad [6]$$

donde H_{dw_i} y H_{up_i} son las alturas de los nodos aguas abajo y aguas arriba, respectivamente, para la tubería i; L_i es la longitud y L_{pro_i} la longitud de proyección de la tubería i; Z_{dw_i} y Z_{up_i} representan las elevaciones de los nodos aguas abajo y aguas arriba para la tubería i. La Ecuación [6] es una expresión simplificada de la Ecuación [2] al aplicar las Ecuaciones [3] y [4], donde P_{dw_i} es la altura de presión del nodo aguas abajo de la tubería i.

4. **Aplicar la metodología de rehabilitación.** Una vez que los criterios y condiciones hidráulicas para la rehabilitación de la red han sido definidos, como se describió anteriormente, se llevó a cabo la simulación hidráulica en largos períodos de tiempo para evaluar el rendimiento hidráulico de cada tubería en la hora de demanda máxima de agua. Para el caso de la Potencia Específica, la tubería con el peor desempeño hidráulico es la que tiene una mayor magnitud de potencia específica. En cambio, el criterio de Potencia Disponible define los valores más bajos en una tubería como el peor rendimiento hidráulico en una tubería. Después de aplicar los criterios seleccionados en las tuberías, comienza un proceso iterativo en el que se incrementa la tubería identificada y se vuelve a evaluar la hidráulica del sistema verificando la presión mínima en todos los nodos de demanda. El conjunto de tamaños de diámetro utilizados, en milímetros, fueron: {25.4, 50.8, 76.2, 101.6, 152.4, 203.2, 254, 304.8, 355.6, 406.4, 457.2, 508, 558.8, 609.6, 762 y 1016}.
   Al alcanzar la condición de presión mínima en la red, la configuración final se evalúa en términos de costo y desempeño hidráulico. De acuerdo con el trabajo desarrollado por Peinado (2016), en cuanto a las funciones de costos unitarios en los Sistemas de Distribución de Agua y Sistema de Drenaje de Agua en Colombia, se utilizó un costo unitario aplicado para las tuberías de PVC en las RDAP. Su estimación incluye los costos de suministro e instalación, excavación, llenado y manipulación del material en exceso. Esta ecuación se ajustó a dólares estadounidenses (hasta 2017):

$$UC = 0.00319D^{1.724} \quad [7]$$

   donde UC es el costo unitario de instalar una tubería de diámetro D durante el proceso de rehabilitación. El costo total (TC) de la red se estimaría como $TC = \Sigma UC(D_i) \cdot L_i$ donde L_i es la longitud de la tubería i.

Por último, respecto al desempeño hidráulico, se utilizaron cuatro índices: Índice de Resiliencia Hidráulico de Tuberías -IRHT- y Índice de Potencia Disponible -IPD- (Liu et al., 2016), Índice de Resiliencia -IR- (Todini, 2000) (Creaco, Franchini y Todini, 2016), y el Índice de Resiliencia Modificado -IRM- (Jayaram y Srinivasan, 2008).

5. **Diseño óptimo.** Este paso se llevó a cabo con la metodología Superficie de Uso Óptimo de Potencia (OPUS) integrada en el software REDES (CIACUA, 2006), para verificar una posible semejanza entre la topología de la red rehabilitada y el diseño óptimo. Debido a algunas limitaciones en la implementación de OPUS en REDES, solo fue posible diseñar de manera óptima las redes de Bugalagrande y Ginebra. Los diseños se realizaron con la ecuación hidráulica de Darcy-Weisbach, con condiciones de entrada tales como la ecuación de re-cálculo de la flecha con presión promedio y una relación máxima de costo-beneficio. Los diámetros para el diseño fueron los mismos enumerados anteriormente para el proceso de rehabilitación.
6. **Análisis y comparación de resultados.** Para comparar los resultados de la metodología de rehabilitación al aplicar los criterios de PE y PD en diferentes trazados de redes existentes, los índices de desempeño hidráulico y el costo total de cada red se compararon bajo tres escenarios de referencia: el diseño óptimo, el diseño original con demandas futuras y el trazado original con las demandas del año inicial (2007). Se consideraron otros enfoques de comparación: gráficos de las superficies de presión resultantes, dos dimensiones fractales de parámetros hidráulicos: FD1 y FD2; y finalmente, dos medidas algebraicas: la Norma Taxicab (norma L1) y la Norma Euclidiana (norma L2) del vector de diferencias entre los diámetros del diseño óptimo y los diámetros de la red rehabilitada, de cada caso de estudio. Las dimensiones hidráulicas fractales se basan en el trabajo de Diao, Butler y Ulanicki (2017), en donde FD1 estima la masa del nodo como la suma de k caudales de entrada en cada nodo de la red (ΣQ_{in_k}); y FD2 considera la masa del nodo como el producto entre (ΣQ_{in_k}) y la respectiva altura de cada nodo de la red.

RESULTADOS

Los casos de estudio seleccionados se caracterizaron en base a su modelo hidráulico en EPANET, desarrollados previamente por el CIACUA, ajustando las demandas de agua al año 2007. En la tabla que se presenta a continuación, se resumen las características de los casos de estudio y en la Figura 5 se muestran los trazados de cada red con sus respectivas curvas de nivel.

Tabla 2.- Caracterización de los casos de estudio.

Caso de Estudio	Diámetros (mm)	Demanda (l/s)	Nodos	ΔZ_{min} - ΔZ_{max}** (m)	Reservorios Tanques Bombas	Longitud (km)
Simón Bolívar (Santa Marta)	75 – 100 (64%) 105 - 700 (36%)	Prom. = 0.041* Tot. = 86.8	2547	8.0 - 59.2	1 2 5	155.05
DNN (Bucaramanga)	25 - 102 (86%) 150 - 510 (14%)	Prom. = 0.153* Tot. = 194.8	2671	32.8 - 262.7	2 2 0	77.6
Bugalagrande (Valle del Cauda)	75 - 100 (78%) 109 - 260 (22%)	Prom. = 0.085* Tot. = 31.9	582	27.2 - 48.4	1 0 0	31
Ginebra (Valle del Cauda)	51 - 76 (76%) 101 - 203 (24%)	Prom. = 0.086* Tot. = 34.4	398	25.7 - 30.3	2 0 0	18.7
Sector 35 (Bogotá)	51 - 100 (41%) 101 - 250 (59%)	Prom. = 0.127* Tot. = 68.5	1191	31.2 -31.2	1 0 0	38.9

**Demanda Base promedio*

***Diferencia de elevación mínima y Máxima ente el nodo de suministro y el nodo de demanda*

Por un lado, las redes de Ginebra, Bugalagrande y Sector 35 están ubicadas en zonas con topografías planas que no usan tanques o bombas, mientras que las redes de Simón Bolívar y DNN están ubicadas en áreas de topografía altamente heterogénea, con pendientes pronunciadas y zonas elevadas en la periferia. En particular, la red Simón Bolívar tiene dos zonas elevadas abastecidas principalmente por bombas y la red de DNN, en cambio, hace uso de 16 válvulas reguladoras de presión (VRP) para reducir la presión en la red (ver la diferencia máxima de elevación encontrada, $\Delta Zmax$). Es importante destacar que debido a las altas presiones en la red de Simón Bolívar en todos los escenarios, su rehabilitación se llevó a cabo con un $Pmin$ de 20 m con ambos criterios.

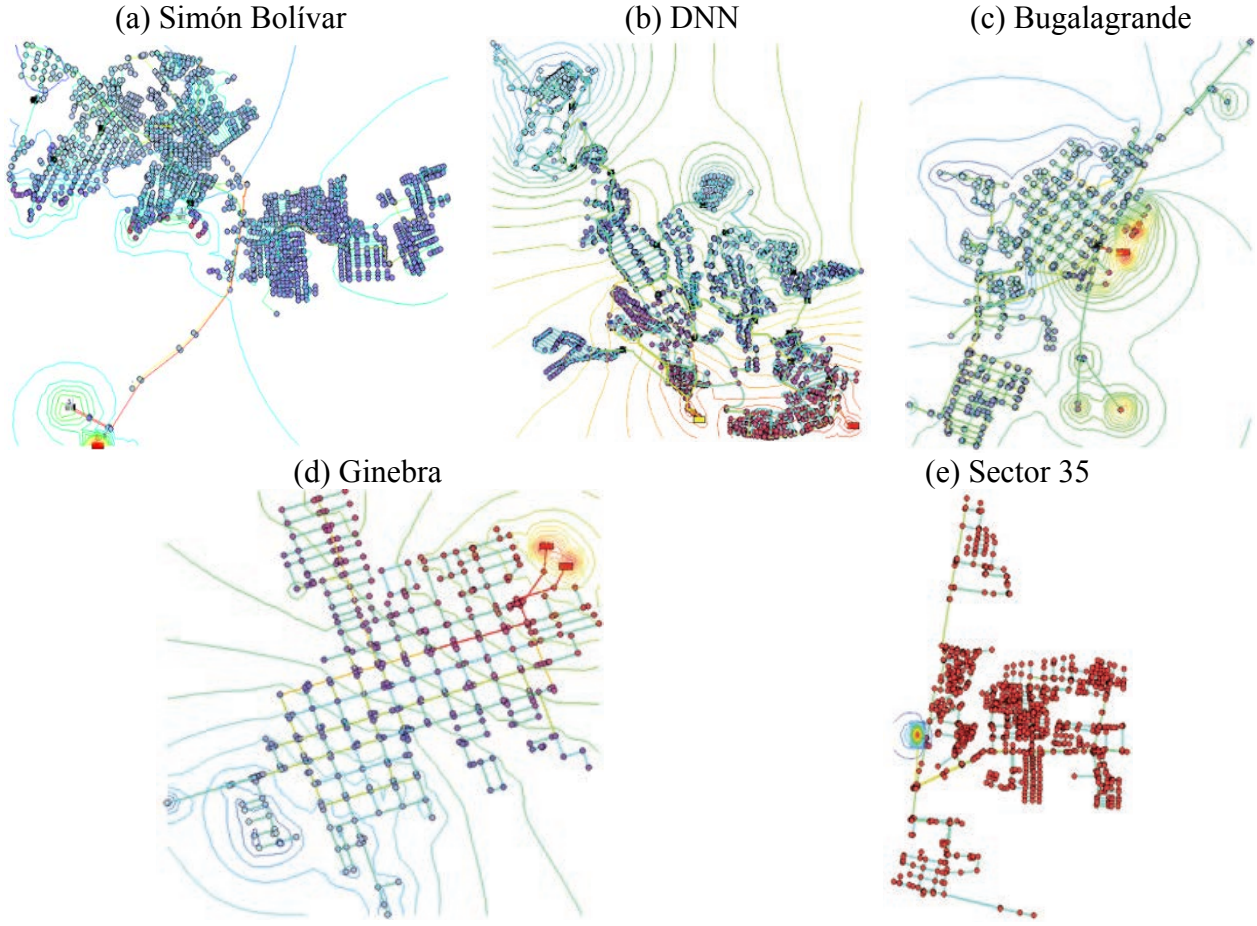


Figura 5.- Distribución de las redes de los casos de estudio.

Como no se encontraron variaciones importantes entre los escenarios de demanda, solo se presentarán los resultados del Escenario 1 y para los otros escenarios, sólo una descripción y análisis. De esta forma, el costo de capital en dólares ($US) de las redes rehabilitadas y diseñadas se muestra en la Tabla 3. En las columnas 4 a 7, se describen los costos de rehabilitación asociados con las tuberías reemplazadas y el número de modificaciones realizadas (fila superior de cada caso de estudio), así como el costo de capital total de la red (fila inferior de cada caso). Se debe tener en cuenta que el costo de rehabilitación y el número de modificaciones pueden incluir varias modificaciones de la misma tubería, a diferencia del costo total en el que solo se estima la modificación final de todas las tuberías.

Tabla 3.- Costo capital en dólares estadounidenses ($US) del diseño óptimo y los casos de estudio rehabilitados en el Escenario 1.

RDAP	Topología existente	Diseño óptimo	Potencia Específica		Potencia Disponible	
			30 años	Cada 5 años	30 años	Cada 5 años
Ginebra	$137,967	$89,957	$84,863 *46* $ 157,156	$84,863 *46* $ 153,179	$100,846 *58* $ 161,371	$103,232 *60* $ 161,729
Bugalag.	$269,455	$142,99	$166,032 *43* $ 306,502	$218,907 *53* $ 316,696	$139,461 *43* $ 300,040	$159,063 *53* $ 303,909

Sector 35	$539,090	-	$1,049,495 *109* $ 768,143	$979,368 *112* $ 757,076	$291,652 *83* $ 598,274	$332,872 *111* $ 608,214
DNN	$587,065	-	$514,986 *88* $ 683,138	$1,027,619 *200* $ 784,783	$134,288 *47* $ 609,056	$143,356 *58* $ 610,425
Simón Bolívar	$8,622,283	-	$18,251,426 *53* $ 13,919,991	$18,520,700 *71* $ 13,966,243	$17,508 *6* $ 8,625,983	$20,585 *10* $ 8,626,295

En primera instancia, es evidente que el costo final y el costo de rehabilitación de cada red son muy similares entre los períodos seleccionados de rehabilitación (30 años y cada 5 años). Sin embargo, el número de modificaciones tiende a aumentar en el escenario de rehabilitación realizado cada 5 años, lo que implica que se generaron más cambios por tubería y así, mayores costos para los servicios de agua. El uso del criterio de Potencia Específica produjo mayores costos totales y de rehabilitación en comparación con el criterio de Potencia Disponible, a excepción de la red Ginebra, y esta diferencia tendió a aumentar con la complejidad de la red. En el caso del Sector 35, los costos de rehabilitación fueron altos considerando que esta red mostró presiones negativas hasta el año 2037 en mayor proporción y magnitud, y que la altura del reservorio apenas pudo duplicar la presión mínima requerida ($Preq$). Teniendo en cuenta esto y el hecho de que el costo por modificación unitaria es mayor en la rehabilitación PE que en la rehabilitación con PD, es posible afirmar que la Potencia Específica modifica las tuberías de mayor diámetro en mayor proporción. En términos de operabilidad y topografía, en redes más complejas como Simón Bolívar y DNN, el criterio de PD resultó ser más efectivo, ya que hubo que modificar menos cantidad de tuberías para alcanzar el requisito de presión mínima.

La Tabla 4 y Tabla 5 muestran los resultados del desempeño hidráulico de las redes rehabilitadas y las redes de referencia para el Escenario 1 con el criterio de Potencia Específica y Potencia Disponible, respectivamente.

Tabla 4.- Desempeño hidráulico de los casos de estudio rehabilitados en el Escenario 1 – PE.

RDAP	Período de Rehabilitación	Potencia Específica (PE)				
		IRHT	IPD	IR	IRM	Pmin
Ginebra	30 años	0.96	0.85	0.53	24%	15.10
	Cada 5 años	0.96	0.85	0.53	24%	15.10
	Diseño Óptimo	0.87	0.85	0.51	23%	15.20
	Red existente (2007)	0.99	0.92	0.76	35%	18.39
	Red existente (2037)	0.52	0.51	0.00	-25%	-0.34
Bugalagrande	30 años	0.97	0.63	0.38	56%	15.94
	Cada 5 años	0.98	0.71	0.51	76%	19.74
	Diseño Óptimo	0.85	0.60	0.33	49%	15.17
	Red existente (2007)	0.95	0.54	0.22	32%	10.79
	Red existente (2037)	0.92	0.45	0.08	11%	3.07
Sector 35	30 años	0.99	0.86	0.72	78%	18.45
	Cada 5 años	0.99	0.85	0.72	77%	15.58
	Red existente (2007)	0.99	0.83	0.66	71%	18.73
	Red existente (2037)	0.95	0.45	0.00	-31%	-39.82
DNN	30 años	0.99	0.77	0.32	17%	0.83
	Cada 5 años	0.99	0.78	0.36	19%	2.65
	Red existente (2007)	1.00	0.76	0.35	0.21	1.66
	Red existente (2037)	0.97	0.68	0.17	9%	-39.64
Simón Bolívar	30 años	0.99	0.79	0.70	149%	13.13
	Cada 5 años	0.99	0.80	0.70	149%	13.13
	Red existente (2007)	0.99	0.83	0.75	1.55	13.35
	Red existente (2037)	0.99	0.84	0.76	143%	13.17

En casos de estudio que no tienen topografía compleja (redes planas o sistemas por gravedad favorecidos por la topografía), como Ginebra, Bugalagrande y Sector 35, se puede obtener un mejor desempeño hidráulico aplicando el criterio PE. Sin embargo, el criterio PD muestra índices similares para la red de DNN y mejores resultados en la red de Simón Bolívar. Comparando las redes rehabilitadas con los trazados de las redes existentes en todos los casos de estudio, incluyendo las demandas proyectadas, la metodología de rehabilitación aplicada con ambos criterios mejoró el desempeño hidráulico de las redes. No obstante, en la mayoría de los casos, las redes rehabilitadas tuvieron índices de desempeño con valores más bajos que el trazado existente con demandas del 2007. En ambas redes diseñadas en REDES, mientras la rehabilitación por PE presentó un desempeño hidráulico más alto que los trazados diseñados, las redes rehabilitadas por PD mostraron valores en los índices de desempeño similares o inferiores.

Tabla 5.- Desempeño hidráulico de los casos de estudio rehabilitados en el Escenario 1 – AP.

RDAP	Período de Rehabilitación	Potencia Disponible (PD)				
		IRHT	IPD	IR	IRM	Pmin
Ginebra	30 años	0.97	0.85	0.50	23%	15.06
	Cada 5 años	0.97	0.85	0.51	23%	15.08
	Diseño Óptimo	0.87	0.85	0.51	23%	15.20
	Red existente (2007)	0.99	0.92	0.76	35%	18.39
	Red existente (2037)	0.52	0.51	0.00	-25%	-0.34
Bugalagrande	30 años	0.97	0.57	0.28	41%	15.30
	Cada 5 años	0.97	0.58	0.29	43%	15.32
	Diseño Óptimo	0.85	0.60	0.33	49%	15.17
	Red existente (2007)	0.95	0.54	0.22	32%	10.79
	Red existente (2037)	0.92	0.45	0.08	11%	3.07
Sector 35	30 años	0.98	0.71	0.44	48%	15.03
	Cada 5 años	0.99	0.74	0.49	53%	17.12
	Red existente (2007)	0.99	0.83	0.66	71%	18.73
	Red existente (2037)	0.95	0.45	0.00	-31%	-39.82
DNN	30 años	0.98	0.76	0.30	16%	0.83
	Cada 5 años	0.98	0.76	0.31	16%	0.83
	Red existente (2007)	1.00	0.76	0.35	0.21	1.66
	Red existente (2037)	0.97	0.68	0.17	9%	-39.64
Simón Bolívar	30 años	0.99	0.84	0.76	143%	13.17
	Cada 5 años	0.99	0.84	0.76	143%	13.17
	Red existente (2007)	0.99	0.83	0.75	1.55	13.35
	Red existente (2037)	0.99	0.84	0.76	143%	13.17

De acuerdo con las Normas Taxicab y Euclideana presentadas en la Tabla 6 y Tabla 7, la rehabilitación por el criterio PD mantuvo una mayor similitud con los diámetros de los diseños óptimos que por el criterio de PE. Sin embargo, ambos tipos de rehabilitación se distanciaron de la topología del diseño óptimo, ya que la norma de diámetro entre el diseño óptimo y el trazado existente de cada red, era una mejor aproximación al tamaño de tuberías del diseño óptimo. Estos resultados se alinean con los costos totales de la red rehabilitada, por encima del trazado existente y los costos totales de diseño óptimo en la Tabla 3.

Tabla 6.- Norma Taxicab y Euclideana en red rehabilitada con E1 [mm].

Período de Rehabilitación y tipo de Norma	Potencia Específica		Potencia Disponible	
	Ginebra	Bugalagrande	Ginebra	Bugalagrande
30 años / L_1-norma	25121	41174	23647	40767
30 años / L_2-norma	1867	1936	1381	1878
Cada 5 años / L_1-norma	24816	33853	23647	40987
Cada 5 años / L_2-norma	1840	1934	1378	1894

Tabla 7.- Norma Taxicab t Euclideana en trazados existentes [mm].

Red existente	Ginebra	Bugalagrande
Vector Norma / L_1-norma	22708	39933
Vector Norma / L_2-norma	1342	1833

Comparando la dimensión fractal topológica (asumiendo una masa del nodo igual a 1), Diao, Butler y Ulanicki (2017), con las dimensiones fractales hidráulicas FD1 y FD2, en el Escenario determinístico, se puede observar un aumento en FD1 y FD2, lo que sugiere una distribución diferente en el patrón del trazado hidráulico. A pesar de que hubo diferencias significativas entre los resultados de PE y PD en cada red, las dimensiones fractales hidráulicas sí conservaron gran similitud entre los resultados de la rehabilitación a los 30 años y la rehabilitación gradual (intervalos de 5 años) con ambos criterios. Esto implica una variación importante en los parámetros hidráulicos.

En cuanto a los resultados en la Tabla 8, en el Escenario Determinístico se generaron resultados muy similares entre haber realizado una rehabilitación a largo y corto plazo (períodos de rehabilitación de 30 años o cada 5 años, respectivamente). De hecho, tanto el número de modificaciones, como el costo de rehabilitación y costos totales de este escenario, fueron exactamente los mismos que en Ginebra y el Sector 35 con ambos criterios de rehabilitación aplicados a corto y largo plazo. De la misma manera, ocurrió en la rehabilitación de la red de Simón Bolívar con el criterio de PD. Los costos totales y el desempeño hidráulico en cada caso de estudio, fueron del mismo orden de magnitud en los tres escenarios evaluados (Escenario 1, Escenario 2 y Escenario Determinístico). Las diferencias en el costo total oscilaron entre 0.1% a 5.8% en E1 y E2 con respecto a los resultados de ED, mientras que los índices de desempeño hidráulico variaron en un 6% a 16% de los resultados de ED.

Tabla 8.- Dimensiones Fractales hidráulicas en el Escenario Determinista.

RDAP	FD1 DS_{30}/DS_5*	FD2 DS_{30}/DS_5*
Diseño óptimo		
Ginebra	0.971	0.971
Bugalagrande	0.950	0.947
Sector 35	-	-
DNN	-	-
Redes rehabilitadas con PE		
Ginebra	0.981 / 0.981	0.981 / 0.981
Bugalagrande	0.934 / 0.936	0.944 / 0.936
Sector 35	0.946 / 0.949	0.952 / 0.951
DNN	1.0287 / 1.030	1.026 / 1.027
Redes rehabilitadas con PD		
Ginebra	0.937 / 937	0.937 / 0.937
Bugalagrande	0.947 / 0.931	0.946 / 0.944
Sector 35	0.967 / 0.967	0.972 / 0.972
DNN	1.054 / 1.053	1.042 /1.041

* DS_{30}, DS_5: escenario determinista con demandas futuras en 30 años y cada 5 años.

Las superficies de presión de las redes generadas por el software REDES confirma la tendencia a modificar los diámetros más grandes que prevalece en el uso de PE. Como se puede ver en la Tabla 8 (a), el criterio PE aumenta el plano de presiones en toda la red, comenzando con los diámetros mayores (ver la red rehabilitada de Bugalagrande con el criterio PE). Por otro lado, el criterio PD parece igualar todo el plano de presiones y reducir el plano de presiones final en comparación con la superficie de diseño óptima.

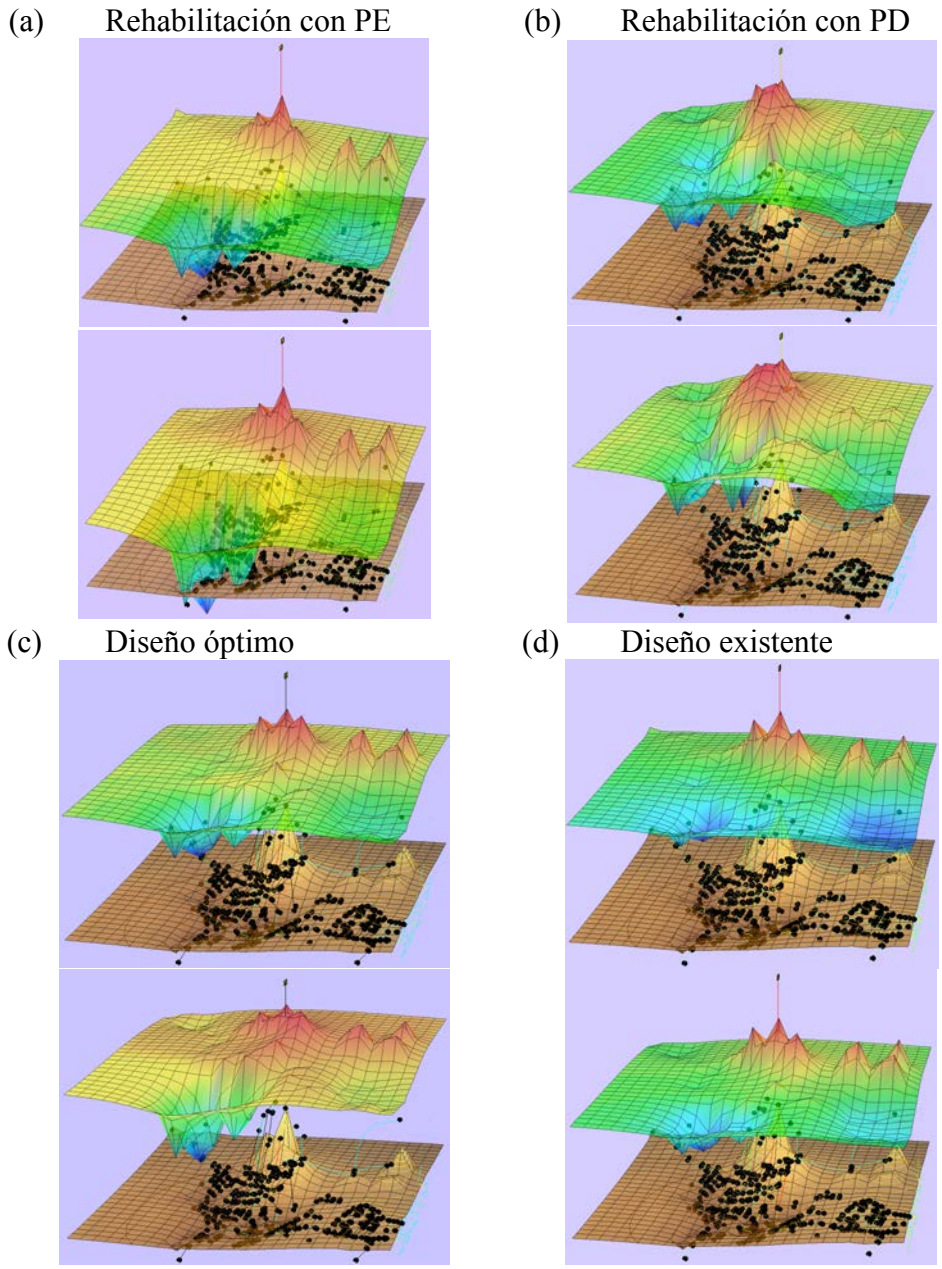


Figura 6.- Superficies de presión de Bugalagrande en Escenario 1 (superior) y Escenario 2 (inferior) con: (a) Rehabilitación con Potencia Específica, (b) Rehabilitación con Potencia Disponible, (c) Diseño Óptimo y (d) Trazado existente.

CONCLUSIONES

Se usaron dos criterios hidráulicos, Potencia Específica y Potencia Disponible, para probar la metodología de rehabilitación de una RDAP aplicando una variación en la demanda futura en las redes existentes. Ambos criterios demostraron ser buenos enfoques en la evaluación del desempeño hidráulico a escala de tubería, ya que su aplicación mejoró significativamente la confiabilidad hidráulica y el rendimiento general del sistema en los casos de estudio analizados, bajo varios escenarios de demanda extrema futura.

Con respecto a la aplicación de los criterios, el criterio de Potencia Específica evidenció mejores resultados en costos y desempeño hidráulico de las redes sin topografía compleja (pendientes planas o bajas y una topografía favorable respecto de un sistema que funciona por gravedad). En redes complejas, este criterio mostró ser ineficiente y, por lo tanto, costoso debido al elevado número de modificaciones de tuberías que se requerían para alcanzar la restricción de presión mínima. Por otro lado, el criterio de Potencia Disponible realizó un mejor proceso de selección en redes complejas debido al bajo número de cambios necesarios para rehabilitar el

sistema y los altos valores obtenidos en los índices de desempeño. Sin embargo, en configuraciones de redes simples, el costo de rehabilitación y el desempeño hidráulico obtenido con el criterio de Potencia Específica, fueron mejores.

Dado que la metodología de rehabilitación se concibió en el contexto operativo real de las RDAP, el tamaño de la tubería solo pudo aumentar en cada iteración. En consecuencia, la red rehabilitada resultante fue significativamente diferente al diseño óptimo. Sin embargo, debido a un buen desempeño hidráulico visto en el diseño óptimo, podría ser de gran interés el explorar nuevas posibilidades de reducir la capacidad de la tubería mediante, por ejemplo, la instalación de válvulas VRP o VRF en ciertas zonas en las que la configuración y la planificación urbana garantizan que exista una poca variación de la demanda.

Finalmente, a pesar de las pocas diferencias en los resultados de los escenarios estocásticos simulados, es importante señalar que un enfoque de simulación múltiple puede proporcionar una mejor estimación de la incertidumbre dadas las variaciones de la demanda en una RDAP. Por consiguiente, futuras trabajos de investigación podrían profundizar en la estimación de la incertidumbre relacionada con el desempeño de una RDAP bajo escenarios factible de demanda futura, con el fin de desarrollar un enfoque metodológico eficiente en el proceso de toma de decisiones de adaptado para una dinámica urbana particular.

REFERENCIAS

Agudelo-Vera, C., Blokker, M., Vreeburg, J., Vogelaar, H., Hillegers, S., & Hoek, J. (2016). "Testing the robustness of two Water Distriburion System Layouts under changing drinking water demand". *Journal of Water Resources Planning and Management*. Doi: 10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000658.

Basupi, I., & Kapelan, Z. (2013). "Flexible Water Distribution System Design under Future Demand Uncertainty". *Journal of Water Resources Planning and Management*. Doi: 10.1061/ (ASCE) WR.1943-5452.0000416

Diao, K., Butler, D., & Bogumil, U. (2017). "Fractality in water distribution networks". *Computing and Control for the Water Industri*, CCWI2017.

CIACUA. (2006). REDES software. Bogotá D.C., Colombia: Universidad de los Andes.

Creaco, E., Franchini, M., Todini, & E. (2016). "Generalized Resilience and Failure Indices for Use with Pressure-Driven Modeling and Leakage". *Journal of Water Resources Planning and Management*. Doi:10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000656.

Gheisi, A. & Naser, G. (2014). "Water distribution systems reliability under simultaneous ulticomponent failure scenario". *Journal of Water Resources Planning and Management*, J. Am. Water Work Assoc., 106(7), E319-E327.

Gheisi, A., Frosyth & Naser, G. (2016). "Water Distribution Systems Reliability: A Review of Research Literature". *Journal of Water Resources Planning and Management*, 142(11). Doi: 10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000690.

Jayaram, N., & Srinivasan, K. (2008). "Performance-based optimal design and rehabilitation of water distribution networks". *Water Resources Research*, 44. Doi: 10.1029/2006WR005316, 2008

Liu, H., Savic, D., Kapelan, Z., Creaco, E., & Yuan, Y. (2017). "Reliability Surrogate Measures for Water Distribution System Design: Comparative Analysis". *Journal of Water Resourses Planning and Management*. Doi: 10.1061/(ASCE)WR.1943- 5452.0000728

Peinado, C. D., Saldarriaga, J. (2016). "Ecuaciones de costo para el diseño optimizado de redes de agua potable y alcantarillado" (Tesis de Maestría no publicada). Universidad de los Andes. Bogotá.

Pimentel, H., Meneses, M., Neto, J., Egito, E., & Nobrega, L. (2017a). "Sectorization and rehabilitation of the water supply networks of the cities of Joao Pessoa and Cabedelo" (Tesis de Maestría no publicada). *XV Ibero-American Seminar on Water and Drainage Networks*, SEREA2017.

Pimentel, H., Meneses, S., Andrade, L., & Silva, P. (2017b). "Efficiency indicator of water transportation capacity in a supply network". *XV Ibero-American Seminar on Water and Drainage Networks*, SEREA2017.

Rossman, Lewis (2007). **"**EPANET 2.0". *Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos EPA*.

Saldarriaga, J., Ochoa, S., Moreno, M., Romero, N., & Cortés, O. (2010). "Prioritized rehabilitation of water distribution networks using dissipated power concept to reduce non-revenue water". *Urban Water Journal*, 7(2), 121-140. https://doi.org/10.1080/15730620903447621

Todini, E. (2000). "Looped water distribution networks design using a resilience index based heuristic approach". *Urban Water Journal*, 115-122.

IAHR **AIIH**

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

RELACIÓN ENTRE DENSIDAD POBLACIONAL Y TOPOLOGÍA EN REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE

[1]Cristina Moreno; [2]Daniela Rojas, y [3]Juan Saldarriaga
[1, 2] Investigador, Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados (CIACUA), Universidad de Los Andes
[3]Profesor Titular, Departamento de Ingeniería civil y ambiental, Universidad de Los Andes, Colombia
[1] ac.morenob@uniandes.edu.co; [2]d.rojas1887@uniandes.edu.co; [3]jsaldarr@uniandes.edu.co

RESUMEN:

Una de las necesidades básicas de una ciudad es el suministro de agua, que es función del número de habitantes y su densidad. Sin embargo, la población varía con el tiempo debido a cambios en el nivel de ocupación de los edificios, lo que conlleva a un aumento en la incertidumbre del comportamiento hidráulico de las Redes de Distribución de Agua Potable (RDAP). El presente estudio presenta una correlación entre la densidad poblacional y la topología de una RDAP, tomando dos casos de estudio de redes reales localizadas en Colombia, con formas geométricas distintas. El procedimiento puede resumir en tres pasos: i) Análisis de las condiciones iniciales de cada red como la población, caudales del sistema y geometría; ii) Diseño de cada RDAP bajo cinco escenarios incrementales de densidad poblacional, implementando la metodología de Superficie de Uso Óptimo de Potencia (OPUS); iii) Análisis, localización y verificación de los índices de evaluación del desempeño hidráulico mediante el cálculo de índices de confiabilidad y eficiencia. Análisis adicionales se desarrollaron como la ubicación de los centroides de todos los diseños, cambios en la edad del agua y la concentración inicial del cloro en los tanques, variaciones en el costo por metro cúbico de agua contenida en la red y la fractalidad de red. Los resultados obtenidos no mostraron mayores variaciones en los parámetros geométricos analizados dados los incrementos en la densidad poblacional, los índices de resiliencia y eficiencia energética permanecieron casi constantes, y la variación de los diámetros no fue uniforme para todas las secciones de las tuberías del sistema.

ABSTRACT:

One of cities basic needs is water supply, which is function of their inhabitant's number and density. However, population varies with time, due to changes in building occupancy and those differences generate uncertainty about the hydraulic behavior of Water Distribution Networks (WDN). This study presents a correlation analysis between the population density and the topology of potable WDN by means of two real networks, chosen for their geometric shape, located in Colombia. The procedure can be summarized in three steps: i) Analysis of initial conditions of each WDN related to population, system flows and geometry; ii) Design of WDN under five scenarios of increases in population density, using the Optimal Power Use of Surface (OPUS) methodology; iii) Analysis, location and verification of network rating indexes throughout the calculation of reliability and efficiency indexes. Additional analyses were carried out such as location of the geometric centroids of all designs, changes in water age and chlorine initial concentration in the tank, variations of cost per cubic meter of water and the fractality of each WDN. The results showed that there were not significant variations of the geometric parameters analyzed due to increases in population density, the reliability and energy efficiency indexes remained almost constant, and the variation of diameters was not uniform for all the pipe sections of the system.

PALABRAS CLAVES: diseño óptimo de RDAP, Topología de RDAP, Densidad poblacional.

INTRODUCCIÓN

A través de la historia del ser humano, las antiguas poblaciones tendían a asentarse en cercanía a fuentes de agua naturales con el propósito de satisfacer sus necesidades básicas y llevar a cabo sus actividades diarias. Sin embargo, grandes civilizaciones surgieron como resultado de un proceso de planeación y organización del territorio, en el cual se entendía la importancia de desarrollar y gestionar sistemas de abastecimiento de agua para garantizar la disponibilidad de este recurso a sus habitantes. En la actualidad, las RDAP constituyen componentes esenciales dentro de la infraestructura de toda ciudad moderna, cuya topología y diseño dependen específicamente de factores como la ubicación geográfica, oferta del recurso y demanda basada tanto en el número de usuarios, como la densidad poblacional. De esta forma, las variaciones no uniformes en la demografía se generan por los constantes cambios en el desarrollo urbano dadas las dinámicas económicas, culturales, sociales y políticas, lo que conlleva a una alta incertidumbre sobre la capacidad hidráulica de las RDAP. Por tal razón, el objetivo principal de este trabajo consiste en analizar los efectos que tiene la densidad poblacional sobre la topología de una RDAP.

Cuatro redes existentes de distribución de agua en Colombia fueron seleccionadas como casos de estudio usando como criterio su forma geométrica, pero sólo dos de estas serán presentadas en el marco del presente trabajo. En primera instancia, se recolectó información acerca de las características de las redes y sus respectivos caudales de demanda, lo que permitió simular el comportamiento de las redes bajo las condiciones iniciales y plantear cuatro escenarios adicionales con incrementos en las tasas de flujo. En otras palabras, se propuso trabajar sobre las mismas configuraciones geométricas de cada sistema, pero aumentando la densificación de los puntos de abastecimiento de agua y la demanda misma de agua. Posterior a la creación de dichos casos de estudio, cada uno con cinco caudales de demanda diferentes, se hizo uso del programa de investigación REDES (Saldarriaga, 2017) para obtener los diseños óptimos usando la metodología de Superficies de Uso Óptimo de Potencia (OPUS, por sus siglas en inglés) (Saldarriaga, 2010). Los resultados adquiridos fueron evaluados mediante un análisis hidráulico con índices de confiabilidad y eficiencia energética, para luego, generar los diferentes centroides de cada una de las redes (geométrico, topológico, volumétrico y de masa) usando las respectivas coordenadas de los tanques, nodos y tuberías. Asimismo, se evaluó la concentración de cloro en los tanques y la edad del agua en cada diseño ejecutado para determinar el impacto en la calidad del agua al incrementar la densificación. Finalmente, se calculó el costo por metro cúbico de agua contenida en la red con la ecuación definida por (Peinado, 2016) y se verificó la fractalidad de la red con la metodología expuesta por (Diao, 2017).

METODOLOGÍA

i) Diseño óptimo de las RDAP

A pesar de que se pudo haber utilizado cualquier otro programa para el desarrollo del diseño optimizado del presente trabajo, se escogió la metodología OPUS porque se ha demostrado previamente en otros estudios, su capacidad de generar resultados que se acercan al diseño óptimo con el costo mínimo y menos número de iteraciones. El procedimiento de diseño se basa en el uso de principios hidráulicos determinísticos adquiridos desde un análisis de distribución del flujo y del gasto energético en sistemas optimizados (Saladarriaga, 2012). No obstante, es importante resaltar que los resultados obtenidos no dependen específicamente de la eficiencia del método de diseño óptimo.

ii) Índices de confiabilidad y eficiencia energética

En este estudio se utilizaron los siguientes índices que evalúan el impacto y la capacidad de respuesta de una RDAP ante la ocurrencia de fallas hidráulica y mecánicas.

Índice de Resiliencia (Todini, 2000)	$$\boldsymbol{RI} = \frac{\sum_{i=1}^{n_n} \boldsymbol{D_i}\left(\boldsymbol{H_i} - \boldsymbol{H_i^{(req)}}\right)}{\sum_{k=1}^{n_r} \boldsymbol{D_{out_k}}\,\boldsymbol{H_k} + \sum_{j=1}^{m_p} \boldsymbol{P_j}/\boldsymbol{\gamma} - \sum_{i=1}^{n_n} \boldsymbol{D_i}\,\boldsymbol{H_i^{(req)}}}$$	[1]

Índice de Resiliencia Modificada (Jayaram, 2008)	$MRI = \frac{\sum_{i=1}^{n_n} D_i \left(H_i - H_i^{(req)}\right)}{\sum_{i=1}^{n_n} D_i H_i^{(req)}}$	[2]
Índice de Resiliencia Centralizada (Páez, 2017)	$CMRI = \frac{\sum_{i=1}^{n_n} D_i p_i}{\sum_{i=1}^{n_n} D_i p_{min}} - 1$	[3]
Índice de Potencia Específica (Saldarriaga, 2012)	$P_{PC} = \frac{\sum_{i=1}^{n_n} q_i \ (h_i - Z_{min})}{\sum_{i=1}^{n_e} Q_i \ (H_i - Z_{min})} * 100$	[4]

Para las ecuaciones [1] a [4], D_iD$_{\mathrm{i}}$ es la demanda en el nudo i; H_i la altura registrada en el nudo i; $H_i^{(req)}$es la altura objetivo del nudo i, D_{out_k} es el flujo a la salida del reservorio k; H_k es la altura del reservorio k; P_j es la potencia de la bomba j, γ is es el peso específico del agua; n_n es el número de nudos de demanda y n_R es el número de reservorios o fuentes de abastecimiento de agua (incluye tanques). *RI* se basa en la relación que existe entre la capacidad de recuperación de un sistema y la cantidad de energía disipada: entre menor sea la energía disipada, la capacidad de respuesta es mayor debido a que hay mayor energía disponible (Todini, 2000). *MRI* es la relación entre el excedente de potencia disponible en los nudos de demanda y la potencia requerida (Jayaram, 2018). *CMRI* es la versión centralizada del MRI y es calculada al modificar el datum del modelo para llegar a $\sum_{i=1}^{n_n} D_i \, z_i = 0$ (Páez, 2017). Finalmente, P_{PC} es una medida de la eficiencia energética del sistema y representa el porcentaje de la energía total disponible que es usada para garantizar la demanda. Valores grandes de P_{PC} indican una mayor de energía en la red (Saldarriaga, 2010).

iii) Índices Geométricos

Teniendo en cuenta que el objetivo principal de este estudio es la geometría, se crearon cuatro índices para evaluar las propiedades geométricas usando las coordenadas (X, Y) de cada par de nudos que limitan cada sección de las n tuberías del sistema. Los valores resultantes corresponden a centroides y fueron calculados con las ecuaciones que se muestran a continuación para los parámetros de volumen, potencia específica, potencia y diámetros.

$$\boldsymbol{C_V = \frac{\sum_{i=1}^{nt} V_i * D_{ist\,i}}{V_T}} \quad [5] \qquad \boldsymbol{CP_s = \frac{\sum_{i=1}^{nt} P_{Si} * D_{ist\,i}}{P_{ST}}} \quad [6]$$

$$\boldsymbol{C_d = \frac{\sum_{i=1}^{nt} d_i * D_{ist\,i}}{\sum_{i=1}^{nt} d_i}} \quad [7] \qquad C_P = \frac{\sum_{i=1}^{n_n} Q_D * h_i * D_{ist\,i}}{\sum_{i=1}^{n_n} Q_D * h_i} \quad [8]$$

$$\boldsymbol{P_{si} = q_i(h_{i,ini} - h_{i,fin})} \quad [9]$$

donde (C_V) es el centroide del volumen, (CP_s) el centroide de Potencia Específica, (C_d) el centroide de diámetros y (C_P) el centroide de la Potencia. Para las Ecuaciones [5] a [8], V_i es el volumen de la tubería i; V_T es el volumen total; P_{Si} es la potencia específica de la tubería i calculada con la Ecuación [9] donde q_i es el caudal de la tubería i y $(h_{i,ini}, h_{i,fin})$ corresponden a las alturas piezométricos en el nudo inicial y final de la tubería i, respectivamente; P_{ST} es la potencia específica total; d_i es el diámetro de la tubería i; Q_D es el caudal de demanda del nudo i; h_i es la altura piezométrica en el nudo i; n_t es el número de tuberías y n_n es el número de nudos de demanda. Debido a que la Ecuación [8] involucra nudos, C_P es calculado usando las coordenadas (X, Y) de cada nudo. Así, el término de distancia $(D_{ist\,i})$ en las Ecuaciones [5] a [7] se refiere al centroide de la tubería i, calculado con las Ecuaciones [10] y [11] para la coordenada X y Y, respectivamente.

$$Dist_{(X_i)} = \frac{\left|C_{x_{ini}} - C_{x_{fin}}\right|}{2} + min\left(C_{x_{ini}}, C_{x_{fin}}\right) \quad [10]$$

$$Dist_{(y_i)} = \frac{\left|C_{y_{ini}} - C_{y_{fin}}\right|}{2} + min\left(C_{y_{ini}}, C_{y_{fin}}\right) \quad [11]$$

Para las Ecuaciones [10] y [11], las variables $C_{x_{ini}}$, $C_{x_{fin}}$, $C_{y_{ini}}$ y $C_{y_{fin}}$corresponden a las coordenadas (X, Y) del nudo inicial y final de la tubería i, respectivamente. Usando las expresiones descritas anteriormente, los centroides se obtuvieron para cada red diseñada para cada caso de

estudio y patrones de demanda y, por último, fueron ubicados en sus respectivos planos de la red. Finalmente, es importante resaltar que los centroides fueron calculados con las coordenadas oficiales de Colombia.

iv) Ecuación de Costos

El principal objetivo para diseñar una RDAP es establecer un conjunto de diámetros que minimicen la función de costos teniendo en cuenta restricciones hidráulicas, comerciales y constructivas. Esta función puede ser modelada como un problema de optimización combinatorio en donde las variables de decisión son los diámetros de las tuberías de cada red. En este sentido, se adoptó la función de costos propuesta por (Peinado, 2016) y se actualizó con la Ecuación [12] al calcular el valor presente a septiembre de 2017.

$$C = \sum_{i=1}^{NT} 0.00319 * L_i * D_i^{1.724} \quad [12]$$

donde C es el costo total en dólares ($US) incluyendo el valor comercial de las tuberías y su respectiva instalación, NT es el número de tuberías, L_i es la longitud y D_i el diámetro de la tubería i.

v) Fractalidad

La fractalidad describe la presencia de patrones análogos que se repiten a diferentes escalas para una misma red, a través de un algoritmo que permite identificar si una red es un fractal o no al establecer la relación entre el número de cajas necesarias para cubrir una red (N_B) y el tamaño de las cajas (l_B) (Diao, 2017). La Ecuación [13] representa un esquema fundamental del comportamiento de un fractal en una red, en donde $N_{B_{(l_B)}}$es el número de cajas de tamaño l_B, N_0 es el número de vértices en la red y d_B es la dimensión fractal.

$$N_{B_{(l_B)}} = N_0 l_B^{-d_B} \quad [13]$$

La Ecuación [13] puede linealizarse al considerar que una red es un fractal sí la relación entre $log_{10}(N_B)$ and $log_{10}(l_B)$ es lineal, por lo que $N_{B_{(l_B)}}$ se vuelve la variable dependiente de una función lineal donde la pendiente equivale a la dimensión fractal y (l_B) es la variable independiente. De esta manera, el ajuste de la serie de variables dependientes e independientes se comprueba por medio del coeficiente de determinación (R^2) que se obtiene al aplicar un análisis regresión lineal a la Ecuación [1].

Considerando que los diseños probados generaron la misma geometría para las redes (incluso son los incrementos en la densidad poblacional), las dimensiones fractales también fuero las mismas. Esto último teniendo en cuenta que las series de N_B y l_B se modificaron al cambiar el valor de masa transportada para cada nodo (inicialmente, se consideró la masa equivalente a 1 para todos los nudos de la red). La modificación conllevó a la formulación de dos fractales: Fractal 1 (F_1) y Fractal 2 (F_2). En el primer caso, se tomó la masa como la suma de los caudales de entrada a cada nudo y en el segundo caso, como la suma de los caudales multiplicados por la LGH del nudo. Se propuso este cálculo para verificar los cambios en la fractalidad de la red dados ciertos incrementos en la masa de agua en la red.

CASOS DE ESTUDIO

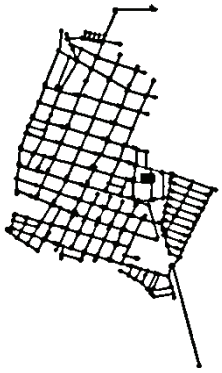
Los casos de estudio seleccionados corresponden a dos redes reales de distribución de agua con diferentes formas geométricas, a las cuales se les aplicó la metodología descrita anteriormente, ubicadas en el municipio de Candelaria en el departamento del Valle del Cauca y en el Subsector 2 del Sector 8 de la ciudad de Bogotá D.C., en Colombia. En la Tabla 1 se observa que la red de Candelaria es relativamente corta en longitud con una forma compacta y caudales bajos, mientras que el Subsector 2 es una red más larga y cerrada, por lo que parece ser redundante con caudales altos.

Para ambas redes seleccionadas, el volumen de almacenamiento diario se calculó utilizando el flujo de suministro promedio y la población atendida se estimó suponiendo una dotación diaria de 100 litros por habitante. Usando las respectivas áreas de ambas redes, se determinó la densidad poblacional para así, plantear cinco diferentes escenarios de diseños óptimos que fueron ejecutados

con distintas magnitudes de densidad poblacional: Diseño 1 (D_1) representa la condición inicial con la densidad poblacional calculada previamente; Diseño 2 (D_2) se ejecutó con el doble de los valores de densidad de D_1; Diseño 3 (D_3) con valores tres veces más grandes; y finalmente, Diseño 4 (D_4) y Diseño 5 (D_5) con valores cuatro y ocho veces más grandes que el inicial. De esta manera, se determinaron las tasas de flujo para los cinco diseños de ambas redes, como se muestra en Tabla 2.

Tabla 1.- Características de los **casos** de estudio.

CANDELARIA	
Número de tuberías	567
Número de nudos	464
Número de tanques	2
Longitud total de tuberías [m]	23,300
Área de la red [m²]	1,100,000
Caudal de suministro [l/s]	99.34



SUBSECTOR 2	
Número de tuberías	688
Número de nudos	593
Número de tanques	1
Longitud total de tuberías [m]	36,000
Área de la red [m²]	1,726,858
Caudal de suministro [l/s]	259.98

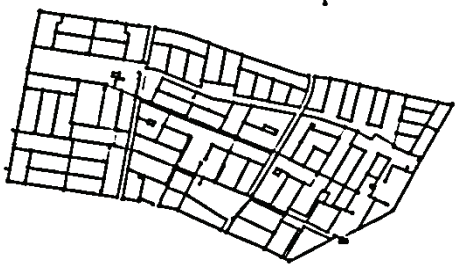


Tabla 2.- Densidad poblacional y caudales de diseño.

	CANDELARIA		**SUBSECTOR 2**	
	Densidad [hab/ha]	**Tasa de flujo [l/s]**	**Densidad [hab/ha]**	**Tasa de flujo [l/s]**
Diseño 1	425	99.34	708	259.98
Diseño 2	842	197.67	1,410	519.96
Diseño 3	1,260	296.02	2,114	779.94
Diseño 4	1,677	394.37	2,817	1,039.91
Diseño 5	3,345	787.79	5,625	2,079.83

RESULTADOS

Para los casos de estudio, los diámetros de las tuberías de los sistemas fueron calculados por medio del diseño óptimo de cada red usando la metodología de OPUS en el programa de REDES. De esta forma, los diámetros obtenidos anteriormente se agruparon por rangos para determinar la distribución de los tamaños de las tuberías de ambas redes, representados como porcentajes de las relaciones entre el número de tuberías dentro de cada rango de diámetros y el número total de tuberías de cada sistema. Además, los diseños mostraron un constante incremento en los diámetros de las tuberías que conforman la red matriz de cada sistema.

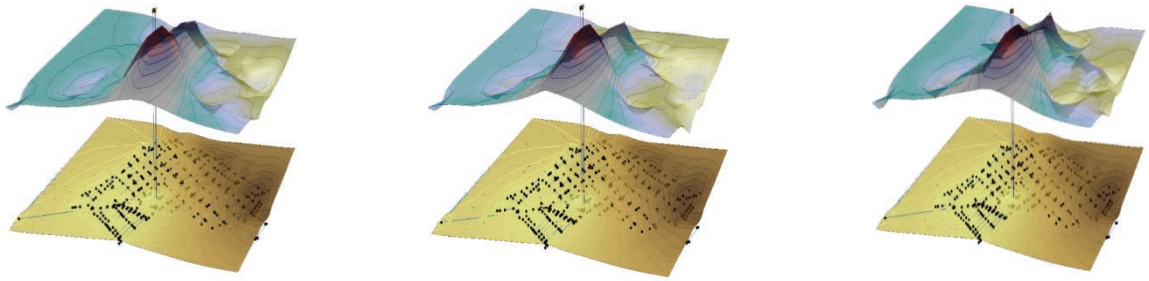
En cuanto a las superficies de gradiente hidráulico, se observó un comportamiento similar entre ambos casos de estudio (mínima variación entre los diseños ejecutados), ya que precisamente la metodología OPUS se encarga de asignar la presión mínima requerida a cada nudo de la red con el fin de garantizar que se cumplan con las demandas en dichos puntos y aguas abajo de estos. Las pequeñas variaciones percibidas en la presión correspondieron a incrementos en los diámetros y tasas de flujo, las cuales fueron eventualmente niveladas con las presiones mínimas al final de cada red, llevando a que dichas superficies de presión se mantuvieran casi uniformes. Los resultados obtenidos para todos los análisis realizados se presentan en las secciones a continuación.

Red del municipio Candelaria, Valle del Cauca, Colombia

En la Tabla 3 se presenta la correspondiente distribución de diámetros y en la Figura 1 se muestran tres de las cinco superficies de presión para la red de Candelaria. Evidentemente, se observa que a medida que la densidad poblacional incrementada entre cada diseño ejecutado, se requerían cada vez más tuberías de mayor diámetro y que la magnitud del diámetro máximo también aumentaba.

Tabla 3.- Porcentaje de los diámetros existentes y diámetro máximo en la red de Candelaria.

RANGOS DE DIÁMETROS	DISEÑO 1	DISEÑO 2	DISEÑO 3	DISEÑO 4	DISEÑO 5
50mm – 100mm	93.6%	90.8%	87.1%	85.6%	78.7%
150mm – 300mm	6.0%	7.0%	10.3%	11.0%	15.6%
300mm – 600mm	0.4%	2.0%	2.2%	3.0%	3.0%
> 600mm	-	0.2%	0.4%	0.4%	2.7%
DIÁMETRO MÁXIMO (mm)	450	750	800	1200	1500



a) Diseño 2 b) Diseño 4 c) Diseño 5

Figura 1.- Superficies de Gradiente Hidráulico en la red Candelaria.

Los índices de confiabilidad y eficiencia energética de la Figura 2 se calcularon con las Ecuaciones [1], [2], [3] y [4], en donde se reconocen ligeros descensos hasta el tercer diseño y a partir de allí, empiezan a ascender debido al aumento de los diámetros de las tuberías de la red principal. Esto último implica que la red de Candelaria tiene la capacidad de responder ante la ocurrencia de posibles fallas. La Figura 3 muestra mínimas variaciones en la presión de ciertos nudos escogidos aleatoriamente entre los cinco diseños desarrollados.

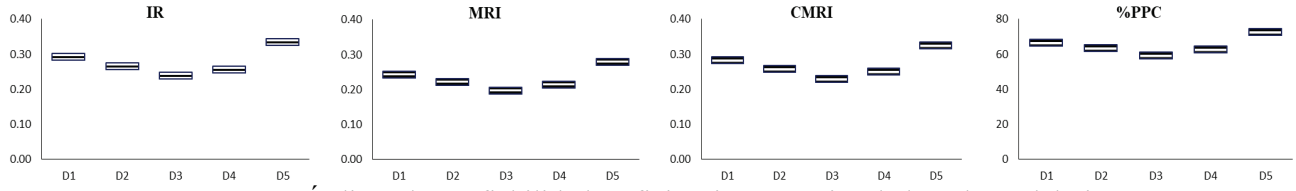
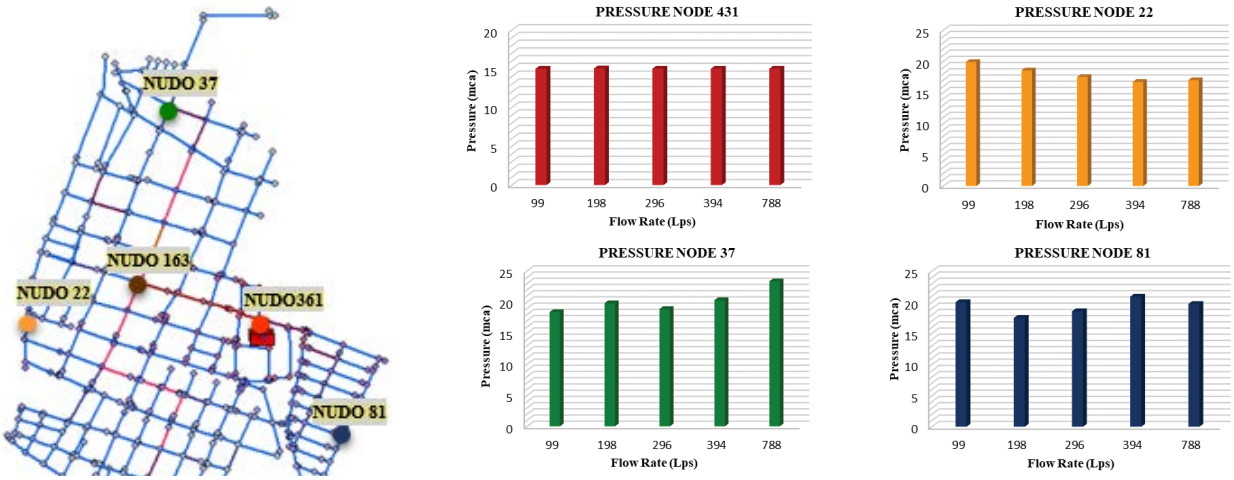


Figura 2.- Índices de confiabilidad y eficiencia energética de la red Candelaria



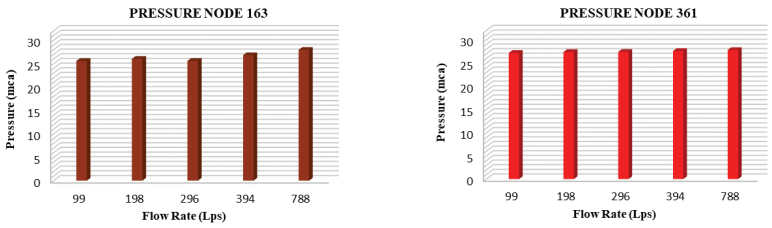


Figura 3.- Nudos de presión de la red Candelaria.

Por otro lado, se calcularon los centroides y sus respectivas coordenadas como se muestra en la Tabla 4, para luego posicionarlas en el mapa de la red de Candelaria (ver Figura 4). Las distancias entre cada uno de los centroides no superaron los 60 metros entre los cinco diseños, es decir, no se distanciaron más de una cuadra (aprox. 100 metros), por lo que se consideró poco significativo en comparación con el tamaño de toda la red. Consecuentemente, se concluyó que los centroides no fueron directamente afectados por los incrementos en la densificación y a su vez, en el caudal de demanda.

Tabla 4.- Coordenadas de los centroides geométricos de la red Candelaria.

	CENTROIDE VOLUMÉTRICO (M)		CENTROIDE DE POTENCIA ESPECIFICA (M)		CENTROIDE DE DIÁMETROS (M)		CENTROIDE DE POTENCIA (M)	
	C_X	C_Y	C_X	C_Y	C_X	C_Y	C_X	C_Y
D1	1081134.81	868627.71	1081146.70	868743.65	1081163.06	868583.12		
D2	1081136.72	868627.06	1081130.90	868731.21	1081167.07	868587.89		
D3	1081138.83	868629.69	1081132.93	868745.70	1081170.88	868589.22	1081098.47	868713.91
D4	1081139.11	868645.83	1081111.13	868751.24	1081173.86	868599.09		
D5	1081132.32	868650.23	1081107.54	868750.85	1081169.41	868604.85		

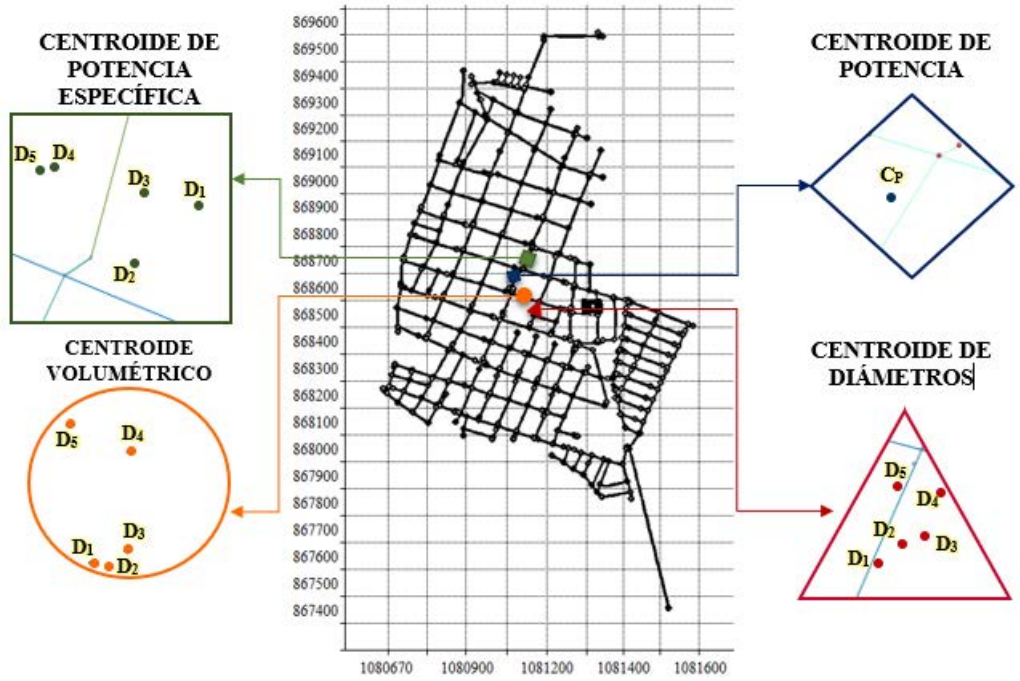


Figura 4.- Localización de los Centroides en la red Canderlaria. ● Centroide de Volumen; ■ Centroide de Potencia Especifica; ♦ Centroide de Potencia; ▲ Centroide de Diámetro.

Red del Subsector 2 del Sector 8, ciudad de Bogotá D.C., Colombia.

Dado que la red del Subsector 2 se encuentra en una zona de topografía plana, los diseños exhibíeron constantes incrementos en el diámetro de las tuberías de la red principal a medida que el flujo aumentaba (ver **Tabla**). Este comportamiento se evidencia en todos los diseños a excepción del último (D_5) en el que se mantienen los diámetros de la red matriz, pero aumenta el porcentaje del rango con los diámetros más grandes.

Tabla 5.- Distribución de diámetro de tuberías y diámetro máximo para la red del Subsector 2.

RANGOS DE DIÁMETROS	DISEÑO 1	DISEÑO 2	DISEÑO 3	DISEÑO 4	DISEÑO 5
50mm – 100mm	88.7%	83.0%	76.0%	75.0%	68.0%
150mm – 300mm	10.6%	11.0%	16.0%	17.0%	19.0%
300mm – 600mm	0,7%	6.0%	8.0%	8.0%	13.0%
DIÁMETRO MÁXIMO (mm)	**350**	**450**	**500**	**600**	**600**

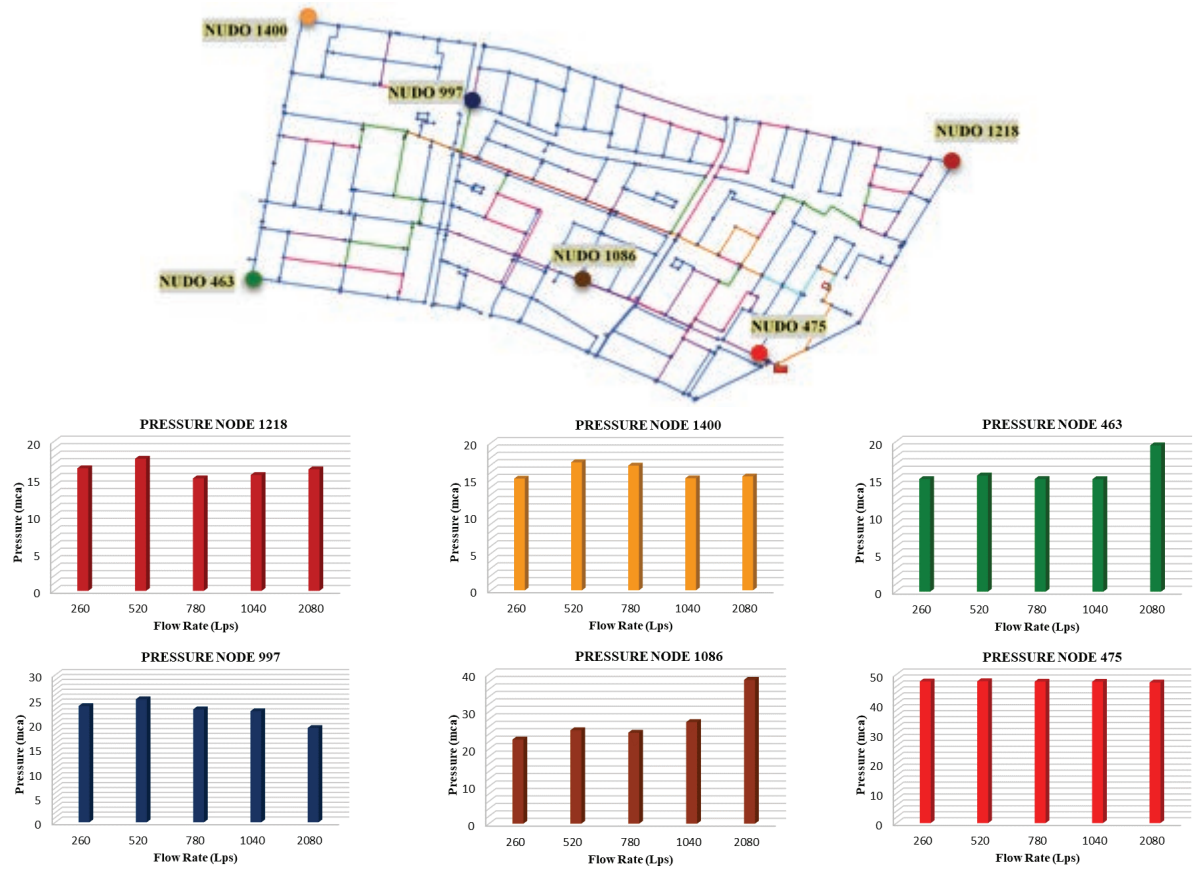


Figura 5.- Tasa de Flujo vs. Presión en los nudos de la red del Subsetor 2.

Como se observa en la Figura , se presentaron pequeños cambios en los índices de resiliencia y eficiencia energética causados por variaciones en el caudal, lo cuales no influyeron significativamente en la energía disponible para abastecer el sistema. Dichos valores pequeños indican que la energía disponible y la capacidad de respuesta a fallas, es también baja.

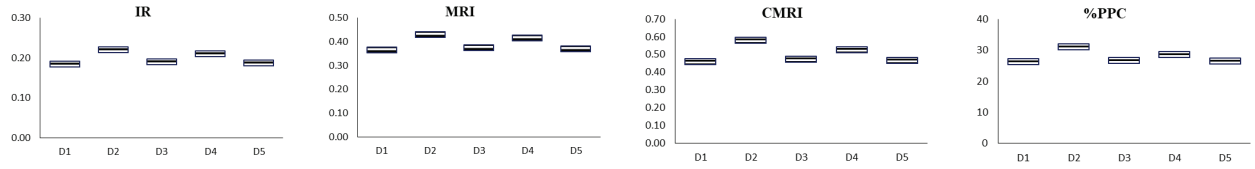


Figura 6.- Índices de resiliencia y eficiencia energética para el Subsector 2.

Tabla 6.- Coordenadas de los centroides geométricos del Subsector 2.

	CENTROIDE VOLUMÉTRICO (M)		CENTROIDE DE POTENCIA ESPECIFICA (M)		CENTROIDE DE DIÁMETROS (M)		CENTROIDE DE POTENCIA (M)	
	C_X	C_Y	C_X	C_Y	C_X	C_Y	C_X	C_Y
D1	103448.12	110720.28	103794.86	110557.64	103476.27	110685.81		
D2	103463.68	110723.90	103741.72	110598.04	103495.28	110689.20		
D3	103444.92	110725.86	103774.56	110575.55	103474.66	110692.32	103426.55	110762.12
D4	103451.89	110726.10	103733.32	110598.36	103487.91	110691.90		
D5	103369.02	110723.78	103553.26	110535.10	103454.56	110675.30		

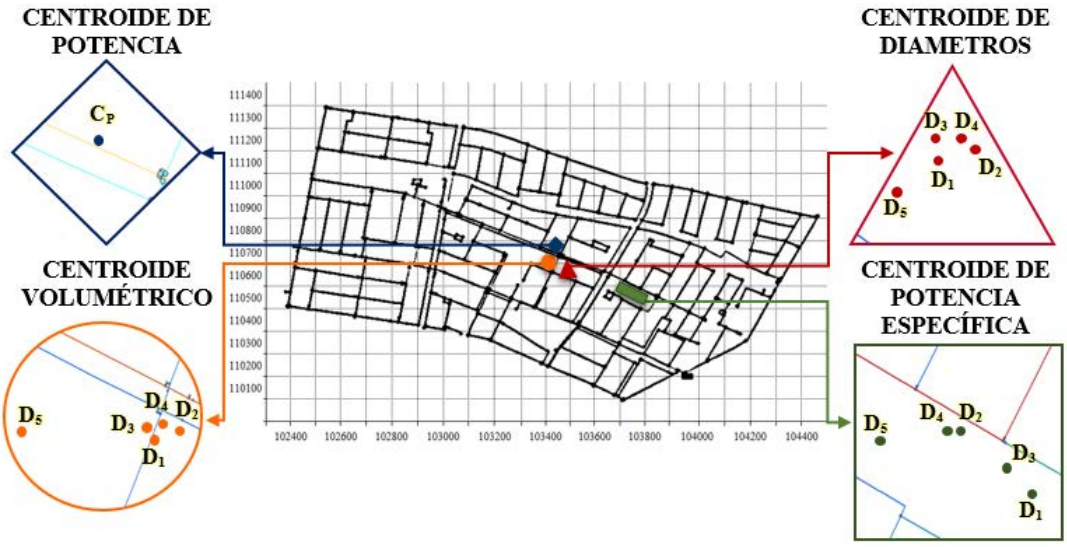


Figura 7.- Localización de los centroides en la red del Subsector 2. ● Centroide de Volumen; ■ Centroide de Potencia Especifica; ♦ Centroide de Potencia; ▲ Centroide de Diámetros.

El centroide de Potencia Específica se localizó en cercanía al tanque con coordenadas (103958.66, 110199.7), presentando una ligera variación de aproximadamente 100 metros debido al incremento en la densidad poblacional. Los otros centroides se localizaron alrededor de la zona central de la red con una máxima separación de 50 metros de distancia (ver Tabla 6 y Figura 7).

El análisis de concentración de cloro se llevó a cabo con REDES, introduciendo como dato de entrada una concentración inicial en el tanque de 2 mg/l para evaluar la mínima concentración en cualquier nudo de la red. Es importante mencionar que las concentraciones reportadas para todos los diseños no necesariamente corresponden a mismo nudo o el nudo más lejano de la red. El procedimiento permitió verificar que incrementos en la densidad y en el caudal de suministro, generaron requerimientos más grandes en la concentración inicial de cloro en el tanque para poder garantizar la concentración mínima requerida en cada nudo. No obstante, la concentración de cloro en el sistema disminuyó a medida que aumentó la densificación (ver Tabla 7).

Por otro lado, las dimensiones fractales que se muestran en la Figura 7 no evidencian cambios notables al aumentar la densidad poblacional. La variación de los datos obtenidos se evaluó como la diferencia entre la dimensión fractal más grande y la más pequeña entre los diseños de la misma red y considerando ambas fractalidades desarrolladas, en términos de porcentaje.

Tabla 7.- Fractalidad y concentración de cloro.

		CANDELARIA			SUBSECTOR 2		
		Fractalidad		Cloro	Fractalidad		Cloro
		F_1	F_2	(mg/L)	F_1	F_2	(mg/L)
D1		1.013	1.001	1.71	0.995	1.007	1.12
	R^2	0.97	0.98		0.99	1.00	
D2		1.006	1.004	1.66	1.012	1.012	0.86
	R^2	0.98	0.98		0.99	0.99	
D3		1.005	1.003	1.31	0.995	0.995	0.66
	R^2	0.98	0.98		1.00	1.00	
D4		1.004	1.003	0.75	1.007	1.021	0.51
	R^2	0.98	0.98		0.99	0.99	
D5		1.006	1.006	0.66	1.027	1.028	0.31
	R^2	0.98	0.98		0.98	0.98	

Adicionalmente, se utilizó REDES para determinar la edad del agua al emplear los valores de los nudos que están geométricamente más alejados del tanque. Como resultado se obtuvo que el

tiempo en que el agua se demora viajando por todo el sistema se redujo a medida que la densidad y las demandas de agua aumentaban.
Finalmente, con la Ecuación 12 se calculó el costo por metro cúbico de agua en la red y se presenta en la Tabla 9. Los costos varían dependiendo de la ecuación de costos reales y se calcularon sólo con el objetivo de verificar el efecto de incrementar la densidad. Además, fue posible concluir que los costos se redujeron considerablemente cuando las RDAP transportan caudales más grandes, lo que implica que es más económico mover agua en una red densificada que en una red extensa con menor número de habitantes por área.

Tabla 9.- Edad del agua para el nudo geometrcamente más alejado del tanque y costo por metro cúbico de agua contenida en la red.

	CANDELARIA		SUBSECTOR 2	
	Edad del agua (seg)	**Costo (US$/m³)**	**Edad del agua (seg)**	**Costo (US$/m³)**
D1	3349	$ 0.137	2134	$ 0.132
D2	3230	$ 0.098	1815	$ 0.102
D3	2523	$ 0.081	1635	$ 0.088
D4	1908	$ 0.076	1492	$ 0.079
D5	1660	$ 0.063	966	$ 0.064

CONCLUSIONES

La metodología de análisis basada en el cálculo y localización de los centroides geométricos en los planos de cada red demostró que los cambios topológicos de las redes son independientes de la densidad poblacional. Los centroides obtenidos se movieron distancias entre sí no mayores a 100 metros a medida que la densidad poblacional aumentaba, es decir, no se movieron más de una cuadra. Este resultado se consideró como inusual porque las redes estudiadas contaban con más de 35 kilómetros de longitud y se les asignó valores de densidad poblacional relativamente altos.

Los índices de confiabilidad y eficiencia energética mostraron pequeñas variaciones que no fueron significativas para el presente estudio porque los índices se mantuvieron relativamente constantes a pesar de los cambios en la variable de densidad. En este sentido, la energía disponible requerida para suministrar los servicios de abastecimiento de agua también se mantuvo en todos los escenarios desarrollados.

Los cambios en los diámetros de las tuberías de la red principal del sistema y los incrementos en las presiones en las áreas próximas a los tanques de abastecimiento ocurrieron debido a un aumento en la densidad poblacional. La metodología de diseño OPUS fue utilizada considerando lo anterior, por lo que las presiones en toda la red fueron niveladas con el fin de suministrar la presión mínima requerida en cada caso y, por tanto, el diámetro mínimo de diseño. En cuanto a la calidad del agua, fue posible verificar que una mayor concentración inicial de cloro en los tanques se requirió y que la edad del agua disminuyó cuando las redes se densificaban.

La fractalidad se verificó para todos los casos de estudio por medio de REDES y se obtuvieron cortos tiempos de ejecución al contar con redes relativamente pequeñas. En ambas redes, la fractalidad fue cercana a 1.0, con un buen coeficiente de correlación R^2.

REFERENCIAS

CIACUA. (2006). "REDES software". Bogotá D.C., Colombia: Universidad de los Andes

Diao, K., Butler, D., & Ulanicki, B. (2017). "Fractality in water distribution networks". *Computing and Control for the Water Industry*, Sheffield, 5th-7th September. http://doi.org/https://doi.org/10.15131/shef.data.5364151.v1

Gheisi, A., Forsyth, M., Naser, G. (2016). "Water Distribution Systems Reliability: A Review of Research Literature". *Journal of Water Resources Planning and Management*, 142(11). https://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000690

Jayaram, N., & Srinivasan, K. (2008). "Performance-based optimal design and rehabilitation of water distribution networks using life cycle costing". *Water Resources Research*, 44(1), 1–15. http://doi.org/10.1029/2006WR005316

Paez, D., Filion, Y. (2017). "Generation and Validation of Synthetic WDS Case Studies Using Graph Theory and Reliability Indexes". *Procedia Engineering*, 186, 143–151. https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.03.220

Peinado, C. D., Saldarriaga, J. (2016). "Ecuaciones de costo para el diseño optimizado de redes de agua potable y alcantarillado" (Tesis de Maestría no publicada). Universidad de los Andes. Bogotá.

Saldarriaga, J., Hernández, F., Escovar, M. A., Páez, D. A. (2012). "Superficie de uso óptimo de potencia para el diseño de redes de distribución de agua potable". *XXV Congreso Latinoamericano de Hidráulica San José*, Costa Rica, 2012. (ISBN 978-9968-933-06-3).

Saldarriaga, J., López, L., Páez, D., Luna, D., González, S. (2017). "Optimized Design of Water Distribution Networks (Software REDES)". *XV Seminario Iberoamericano de Redes de Agua y Drenaje*, SEREA2017. Universidad de los Andes. Bogotá.

Saldarriaga, J., Mendoza, F. (2010). "Diseño optimizado de Redes de Distribución de Agua Potable Incluyendo Análisis de Costo Mínimo versus Resiliencia de la Red". *XXIV Congreso Latinoamericano de Hidráulica.* Selección de Trabajos Punta Del Este, Uruguay, 2010. (ISBN 978-92-9089-184-0).

Saldarriaga, J., Ochoa, S., Moreno, M., Romero, N., Cortés, Ó. (2010). "Prioritized Renewal of Water Distribution Networks Using Unitary Power Concept". *Urban Water Journal*. 7(2), 121–140. https://doi.org/10.1080/15730620903447621

Saldarriaga, J., Páez, D., Cuero, P., León, N. (2012). "Optimal power use surface for design of water distribution systems". *14th International Water Distribution Systems Analysis Conference World Environmental & Water Resources Congress 2012: Crossing Boundaries*. Adelaide, Australia. (ISBN 9780784412312).

Todini, E. (2000). "Looped water distribution networks design using a resilience index based heuristic approach". *Urban Water Journal*, 2(2), 115–122. https://doi.org/10.1016/S1462-0758(00)00049-2

IAHR **AIIH**

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

USO DE REDES VIRTUALES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA COMPLETAR MODELOS HIDRÁULICOS Y CATASTRO DE REDES EXISTENTES

[1]Juliana Robles, [2]Natalia Hernández y [3]Juan Saldarriaga
[1,2] Investigador, Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados (CIACUA),
Universidad de los Andes, Colombia.
[3] Profesor Titular, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes, Colombia.
j.robles1812@uniandes.edu.co, n.hernandez1456@uniandes.edu.co, jsaldarr@uniandes.edu.co

RESUMEN:

Las Redes de Distribución de Agua Potable (RDAP) hacen parte de la infraestructura básica de una ciudad permitiendo la entrega de agua potable a un área de servicio bajo condiciones óptimas de presión y calidad. Con el fin de obtener un adecuado funcionamiento, es necesario realizar mantenimiento permanente basado en un conocimiento profundo del sistema y sus componentes. Esta información es vital en el momento de modelar el sistema y más cuando se trata de su monitoreo Y planificación de expansiones, entre otros. Sin embargo la adquisición de esta información generalmente es costosa y toma mucho tiempo. Esta falta de información puede llevar a que se realice una incorrecta operación y mantenimiento de la red y adicionalmente, a que se limite el uso de modelos hidráulicos calibrados para futuros diseños en el sistema. Por lo tanto, el uso de redes virtuales o semi-virtuales puede ser una ayuda para solucionar al problema de insuficiencia de datos. Este trabajo tiene como objetivo principal evaluar una nueva metodología de generación de redes virtuales para diferentes ciudades en Colombia y luego comparar la red virtual obtenida con el sistema real. Para ambos conjuntos se analizó tanto la similitud del trazado como de los factores hidráulicos de la red. Los resultados de la comparación entre las redes reales y virtuales permitieron concluir acerca de la aplicabilidad y las limitaciones del software de generación virtual utilizado además de sugerir soluciones alternativas.

ABSTRACT:

Water Distribution Networks (WDN) are an important part of public networks in cities, as they allow the population of a service area to receive water in optimal conditions, regarding pressure and quality. Therefore, a proper performance that guarantees the accomplishment of the service levels requires an ongoing maintenance based on a detailed knowledge of the system components. This information is vital in WDS modelling when it comes to monitoring the system and plan expansions, among others. However, data acquisition may be infeasible due to elevated time and economic costs. This lack of information can lead to inaccurate network operation and maintenance, and it can also limit the use of calibrated hydraulic models to support future designs in the system. Virtual case studies can thus be treated and used to overcome the insufficient data problems. This paper aims to evaluate a new methodology by generating virtual networks for different cities in Colombia and then comparing resulting virtual WDN with the real systems, based on data obtained from water utilities. For both sets, network layout similarity and hydraulic factors were analyzed. The results of the comparison between real and virtual networks make it possible to conclude about the applicability and limitation of this virtual generation software in small cities or DMAs in large cities, and also allows suggesting alternative solutions.

PALABRAS CLAVE: Redes de Distribución de Agua Potable; DynaVIBe-Web; Redes Virtuales.

INTRODUCCIÓN

La información relacionada con las Redes de Distribución de Agua Potable (RDAP) en ciudades medianas y pequeñas a menudo puede estar incompleta o ser poco confiable y, la adquisición de datos puede no ser factible debido a que es costoso y toma mucho tiempo. El rápido y desorganizado crecimiento poblacional dificulta la toma de mediciones y afecta su calidad. Lo anterior limita la información disponible para el desarrollo de investigaciones que permitan generar y comprobar hipótesis acerca de estos sistemas y apoyar futuros diseños.

Las investigaciones usadas como referencia para este trabajo, incluyen casos de estudio para crear, probar y corregir teorías. Las redes patrón como New York Tunnels, Two Loops, Anytown y Hanoi se desarrollaron con el fin de comparar los resultados obtenidos en diferentes estudios. Sin embargo, los resultados para cada una de ellas son específicos de caso y por lo tanto no pueden ser aplicados en otros escenarios (Sitzenfrei, 2012).

Debido a razones de seguridad y a la insuficiencia de datos, las investigaciones pueden realizarse en base a redes virtuales o semi-virtuales. Estos modelos abordan la falta de información e imitan el desarrollo de conjuntos de datos reales, los cuales pueden ser usados como casos de estudio o diseños preliminares de sistemas nuevos. Uno de los ejemplos más comunes de redes virtuales son Micrópolis y Mesópolis presentado por Brumbelow, Torres, Guikema, Bristow, y Kanta (2007). Estas RDAP incluyen la evolución en la línea de tiempo del desarrollo, además de la información geográfica y demográfica de los elementos físicos de la red. Algunos estudios de investigación implementados en estas redes incluyen análisis de propagación de contaminantes y estrategias de mitigación para incendios.

Durante los últimos años se han desarrollado varias herramientas para la generación automática de RDAP con fines investigativos. Algunos de estos algoritmos son Modular System Design (MDS), Water Distribution System Designer (WDS), HydroGen y WaterGen, los cuales incluyen la creación del trazado de la red y un algoritmo de dimensionamiento de tuberías, entre otras características (Sitzenfrei, 2016). En este trabajo se utilizó DynaVIBe-Web (Mair, Rauch & Sitzenfrei, 2014; Mair et al., 2014) una herramienta reciente, desarrollada con el fin de generar redes automáticas con información limitada y de fácil acceso.

DESCRIPCION DEL SOFTWARE

El software DynaVIBe-Web es la versión simplificada de DynaVIBe, una aproximación creada por la Universidad de Innsbruck, Austria. Este software tiene como objetivo generar redes virtuales que operan por gravedad utilizando poca información. Para esto, se basa en la correlación existente entre la infraestructura de calles y las redes de agua potable encontrada por Mair, Sitzenfrei, Möderl, y Rauch (2012) utilizando el proyecto Open Street Map. Adicionalmente, la generación requiere un área de servicio (polígono trazado a mano alzada en la página web), la ubicación de fuentes de abastecimiento y un DEM. Por último, los parámetros de entrada incluyen la demanda total, el número de redes para generar, el Cycle Indicator (CI) y el Main Pipe Offset (MPO).

El proceso de generación del trazado visualiza el sistema como un grafo en el que los arcos hacen referencia a las tuberías y los vértices a los nudos. De esta manera, se inicia obteniendo la información de calles dentro del área de servicio y conectando las fuentes de abastecimiento. La elevación de cada nudo se determina a partir del Modelo de Elevación Digital y se calcula un árbol de expansión que puede ser aleatorio, mínimo o máximo. La demanda de cada nudo es aproximada según la elección del usuario (distribución uniforme o normal) y se realiza un proceso de limpieza en el que los nudos que no conecten a una tubería son removidos. Por último, se crean los circuitos del trazado teniendo en cuenta el Cycle Indicator (CI), un criterio expresado en porcentaje que define la condición bajo la cual se crearán tuberías nuevas (Mair, Rauch, & Sitzenfrei, 2014).

Adicionalmente, el Main Pipe Offset (MPO) es un parámetro que debe ser ingresado por el usuario y permite definir la distancia, desde la arista del polígono de interés, a la cual se ubican las tuberías con mayor diámetro. El diseño hidráulico se basa en una superficie óptima de presiones y tiende a aumentar la elevación de los tanques en 10 m o más con el fin de cumplir los requerimientos básicos de presión

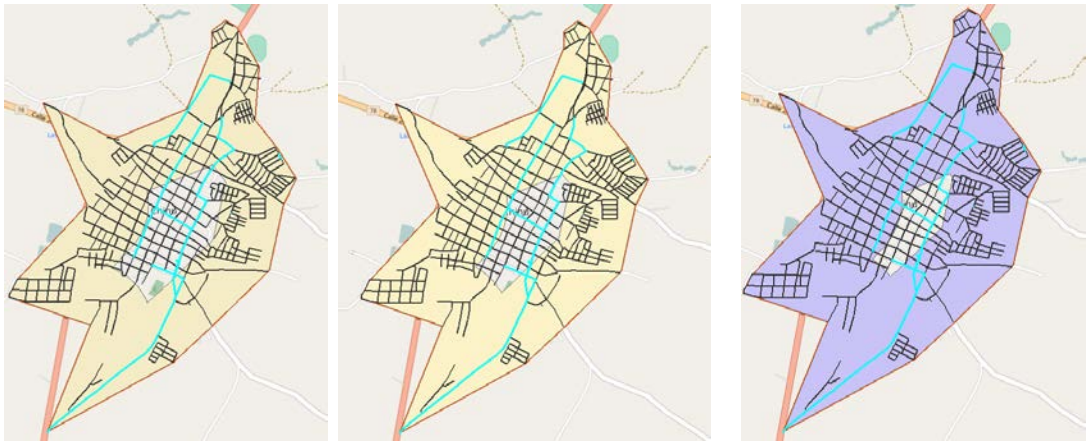
METODOLOGÍA

Para esta investigación se analizaron seis RDAP de ciudades pequeñas o sectores de ciudades grandes en Colombia (se asumen que es la representación exacta del sistema) que fueron comparadas con las redes virtuales generadas en el software DynaVIBe-Web. Para verificar la precisión de los modelos sintéticos, la comparación de estas se realizó a partir de la teoría de grafos e índices hidráulicos. Además, se evaluó la posibilidad de utilizar el modelo virtual para completar la información catastral incluyendo los datos conocidos de la red ya existente. A partir de lo anterior la metodología se describe a continuación usando como ejemplo una red real.

Generación de una red virtual

La red ejemplo es una pequeña ciudad de Colombia. De acuerdo con el modelo de EPANET proporcionado por la empresa prestadora del servicio de agua de la zona, la RDAP tiene 838 nudos, 710 tubos y 2 embalses. La longitud total del sistema es de 47.59 km con una demanda de 75.76 L/s. Con el fin de generar una red virtual lo más similar posible a la existente, el MPO fue calculado creando un offset para la RDAP en ArcGIS. Sin embargo, al analizar la distribución de las calles en el proyecto Open Street Map (OSM), se evidenció que esta no fue actualizada por lo que fue necesario utilizar el editor OSM para agregar 39 nuevas calles basadas en las fotografías aéreas disponibles. En la

Figura 1 se puede observar el modelo resultante donde el color agua marina representa el sistema principal mientras que los demás colores muestran el offset realizado. Como el valor de MPO define la localización de las tuberías más grandes en la arista del polígono, se realizaron offset a diferentes distancias tratando de encontrar la opción que tuviera la mayor cantidad de tubos con un diámetro mayor a 150 mm en la misma ubicación que la red real.



(a) (b) (c)

Figura 1.- Offset del polígono de servicios para: (a) 450 m, (b) 500 m, (c) 550 m.

Como se mostró anteriormente, la metodología aplicada apenas representa la ubicación de la red principal. A partir de esto se encontró que el mayor número de tubos colocados en el mismo lugar que la red real fue de 14 en el caso (b). Adicionalmente se realizó el mismo análisis que en los casos (a), (b) y (c) pero con un offset a 510 m y 540 m, para los cuales se obtuvo como resultado 16 y 24 tuberías en la misma ubicación que la red real, respectivamente. Por lo tanto, el MPO seleccionado para esta red fue de 540 m puesto que se ajusta más al diseño esperado, representado correctamente el 30% de las tuberías de la red principal con diámetro mayor a 150 mm.

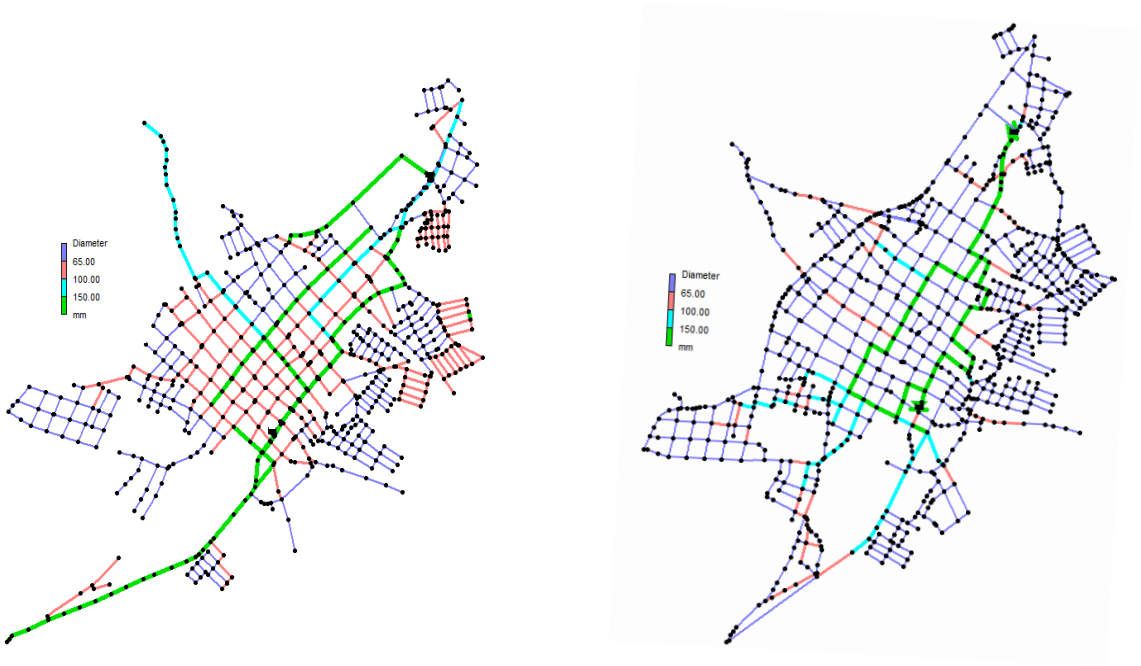


Figura 2.- Distribución de diámetros en la red real (izquierda) y la red virtual (derecha).

Para esto, los modelos de cada uno de los casos fueron recolectados y evaluados para verificar su calidad. Estas redes fueron escogidas como base para generar redes virtuales buscando obtener la mayor similitud posible entre ellas. De esta manera, se desarrolló una metodología para evaluar el valor óptimo del MPO que permitiera obtener el mejor modelo, con respecto a la red base.

Índices de teoría de grafos

A partir de las redes reales y virtuales, se utilizaron índices de teoría de grafos con el fin de verificar el desempeño de los modelos sintéticos en términos de estructura, eficiencia y robustez. La descripción de los índices estructurales usados se presenta en la Tabla 10. Para la red ejemplo, el indicador "Link Density" arrojó valores muy similares para la rede real y virtual (0.0035-0.004), ya que el número de aristas y vértices eran muy cercanos entre sí. Además de este, existen otro tipo de indicadores estructurales como lo son el "Average Node Degree" (k) y el "Central Point Dominance" (c'b). El primero de los índices mencionados hace referencia al número de conexiones promedio de un nudo a la red y el segundo describe qué tan controlada está la red con respecto a los puntos centrales. Los valores obtenidos para estos índices fueron 2.5 y 2.7 para la red real y 0.17 y 0.15 para red virtual.

Tabla 10.- Indicadores de la teoría de grafos para evaluar la estructura de la red.

Indicador	Descripción	Formula
Link Density	Relación entre los aristas totales posibles y máximos de una red (Yazdani and Jeffrey, 2001; Paez and Fillion,2016)	$q = \frac{2e}{v(v-1)}$
Average Node Degree	Promedio de enlaces conectados a un nodo (Yazdani and Jeffrey, 2011)	$k = \frac{2e}{v}$
Average Clustering Coefficient	Medida de la densidad de triángulos en un grafo (Yazdani and Jeffrey, 2001)	$C = \frac{3N_\Delta}{N_3}$

Indicador	Descripción	Formula
Meshedness Coefficient	Relación entre el número de real de circuitos y numero máximos de circuitos posibles en un grafo (Buhl et al.2006; Porse and Lund, 2016)	$R_m = \frac{e - v + 1}{2v - 5}$

Adicionalmente, el "Average Clustering Coefficient", es una medida que cuantifica los circuitos en una red indicando la redundancia en la misma. Sin embargo, al considerar la densidad de triángulos en la red, lo cual es muy poco común en una RDAP, se espera que los valores obtenidos para este coeficiente en las redes estudiadas sean bajos (0-0.006). Debido a la anterior, se utiliza el "Meshedness Coefficient" que cuantifica la redundancia para todos los tipos de circuitos. Los resultados obtenidos para este indicador fueron 0.12 y 0.17, lo que evidencia un aumento en los circuitos de las redes virtuales respecto a las reales, sugiriendo una mejoría en la conectividad de la misma.

Por otra parte, la teoría de grafos plantea el "Diameter" *(d)* y "Characteristic Path Length" *(l)* como indicadores de eficiencia y accesibilidad de la red. El camino más corto entre dos nudos es el número mínimo de aristas que deben cruzarse para llegar de un nodo a otro, *l* es el promedio de las trayectorias más cortas, siendo un valor pequeño una señal de alta eficiencia. Los valores obtenidos para las redes analizadas fueron 23.7 (real) y 19.2 (virtual), lo anterior muestra un aumento en la eficiencia en el modelo sintético con respecto al real. Adicionalmente, *d* se calcula como la ruta máxima más corta. Los resultados de este coeficiente fueron consistentes con *l* puesto que para la red real, la cual tenía un *l* mayor en comparación con el modelo virtual, se obtuvo un valor de *d* igual a 79 mientras que para la red virtual fue de 50.

Tabla 2.- Indicadores de la teoría de grafos para evaluar la eficiencia y accesibilidad de la red.

Indicador	Descripción	Formula
Characteristic Path Length	Promedio del grado de separación entre todos los nodos de la red (Porse and Lund, 2016)	$l = \frac{1}{v(v-1)} \sum_{i \neq j} d_{ij}$
Diameter	La mayor distancia entre un par de vértices (Yazdani and Jeffrey, 2001)	Valor máximo de las rutas más cortas (*d*)

Finalmente, se usaron tres índices para evaluar la robustez y vulnerabilidad de las redes, los cuales son "Density of Bridges" (D_{br}), "Spectral Gap" (∇) y "Algebraic Connectivity" (λ_2). El D_{br} mostró una diferencia significativa entre el modelo real y virtual mientras que el primero requirió remover un mínimo de 206 aristas (23%) cuando el último necesitaba remover únicamente 64 aristas (6%). El ∇ y la λ_2 son índices que indican robustez. Los valores calculados para el primero fueron muy cercanos uno con el otro 0.09 (real) - 0.07 (virtual), al igual que con λ_2 (0.001 – 0.003).

Tabla 3.- Indicadores de la teoría de grafos para evaluar la robustez y vulnerabilidad de la red.

Indicator	Description	Formula
Density of Bridges	Número de aristas que se deben eliminar para desconectar el grafo, dividido sobre la totalidad de las aristas (Yazdani and Jeffrey, 2001; Paez and Fillion,2016)	$D_{br} = \frac{N_{br}}{e}$
Spectral Gap	Diferencia entre los dos valores propios más grandes de la matriz de adyacencia del grafo (Yazdani and Jeffrey, 2001; Paez and Fillion,2016)	$\nabla = \lambda_1(A) - \lambda_2(A)$

Algebraic Connectivity	Segundo valor propio más pequeño de la matriz laplaciana del grafo (Yazdani and Jeffrey, 2001; Paez and Fillion,2016)	λ_2

Índices Hidráulicos

El modelo virtual generado para la red ejemplo tuvo un desempeño favorable en términos de presión, con respecto a los resultados obtenidos de una simulación en periodo extendido con el patrón de demanda real. La red sintética demostró un rendimiento hidráulico adecuado, teniendo en cuenta que una presión adecuada en una región de alta pendiente oscila entre 40 y 100 m (Sitzenfrei, Möderl, y Rauch, 2010). Sin embargo, los embalses se colocaron aproximadamente a 29 y 26.2 m por encima de la altura real, lo anterior para cumplir con los requisitos de presión. En este caso la energía del sistema aumentó ocasionando que el 82% de las tuberías de la red virtual tuvieran un diámetro mínimo de 50 mm a diferencia del caso real que únicamente cuenta con 44%. Con el fin de obtener resultados comparables, el valor de rugosidad y la elevación de los embalses se consideraron iguales para los dos modelos.

El rendimiento de las redes virtuales se evaluó utilizando índices de presión, potencia y calidad. Las presiones mínima, media y máxima se calculan junto con el excedente de presión media (MPS) y el déficit de presión media (MPD), indicadores de las condiciones de funcionamiento de la red (Di Nardo, Di Natale, Santonastaso, Tzatchkov and Alcocer-Yamanaka, 2015).

$$PS = \frac{\sum_{i=1}^{n} \propto_i Q_i}{\sum_{i=1}^{n} Q_i} \text{, where } \begin{cases} \propto_i = 0; & \forall i: h_i \leq h_i^* \\ \propto_i = h_i - h_i^*; & \forall i: h_i > h_i^* \end{cases} \quad [1]$$

$$MPD = \frac{\sum_{i=1}^{n} \beta_i Q_i}{\sum_{i=1}^{n} Q_i} \text{, where } \begin{cases} \beta_i = 0; & \forall i: h_i \geq h_i^* \\ \beta_i = h_i^* - h_i; & \forall i: h_i > h_i^* \end{cases} \quad [2]$$

La superficie de altura de presión para ambas redes es similar cuando se calcula para la demanda en hora pico, como se presenta en la Tabla . Los resultados obtenidos para la red virtual muestran un rendimiento aceptable en términos de requisitos de presión mínima (15 m).

Tabla 4.- Altura de presión para la red real y virtual.

Red	Minima (m)	Media (m)	Maxima (m)	MPS (-)	MPD (-)
Real	6.49	35.24	21.40	6.94	0.41
Virtual	9.22	36.32	23.17	7.34	0.33

La superficie de altura de presión hidráulica del modelo virtual se restó de la superficie de altura de presión hidráulica del sistema real. En algunos puntos, la presión en las uniones del conjunto real alcanzaron valores hasta de 13.8 m por encima de los nudos virtuales y 5.6 m por debajo en otras regiones. Además, para el 5% del área de suministro, la red virtual tiene valores de altura de presión entre 10 y 22 m por encima del modelo real. Del mismo modo, para el 35% del área de suministro, la red virtual tiene valores de presión superiores, mientras que para el 9%, el modelo real tiene una diferencia superior de 11 m con respeto a la red virtual.

Por otra parte y como último indicador hidráulico está el índice de resiliencia; este se describe como la capacidad intrínseca de superar las condiciones de estrés (Todini, 2000), y se define bajo la ecuación [3].

$$RI = \frac{\sum_{i=1}^{n_n} D_i (H_i - H_i^*)}{\sum_{k=1}^{n_r} D_{out_k} H_k + \sum_{i=1}^{n_n} D_i H_i^*} \quad [3]$$

donde D_i se refiere a la demanda del nudo i; H_i^* es la altura de presión requerida; H_i es la altura conocida en el nudo i; D_{out_k} es el diámetro de salida del embalse k y H_k es la elevación del embalse. (Paez and Filion, 2016).

Para la red ejemplo, el valor calculado para el modelo virtual y real fue 0.36 y 0.46, respectivamente. El resultado indica un mejor rendimiento para el sistema real considerando que un valor de resiliencia más alto se relaciona con una mayor redundancia de energía y una menor disipación interna de energía.

Información Catastral

Con DynaVIBe-Web, se generó una red sintética basada en la información del modelo del mundo real. Posteriormente, el modelo virtual se calibró en base a un procedimiento de prueba y error con diámetro y elevación como variables hidráulicas para verificar la capacidad del software para representar correctamente una RDAP. Los resultados se presentan a continuación.

RESULTADOS

Generación de una red virtual

Se generaron seis redes virtuales utilizando DynaVIBe-Web en base a la información disponible para seis pequeños municipios o DMA en las principales ciudades de Colombia.

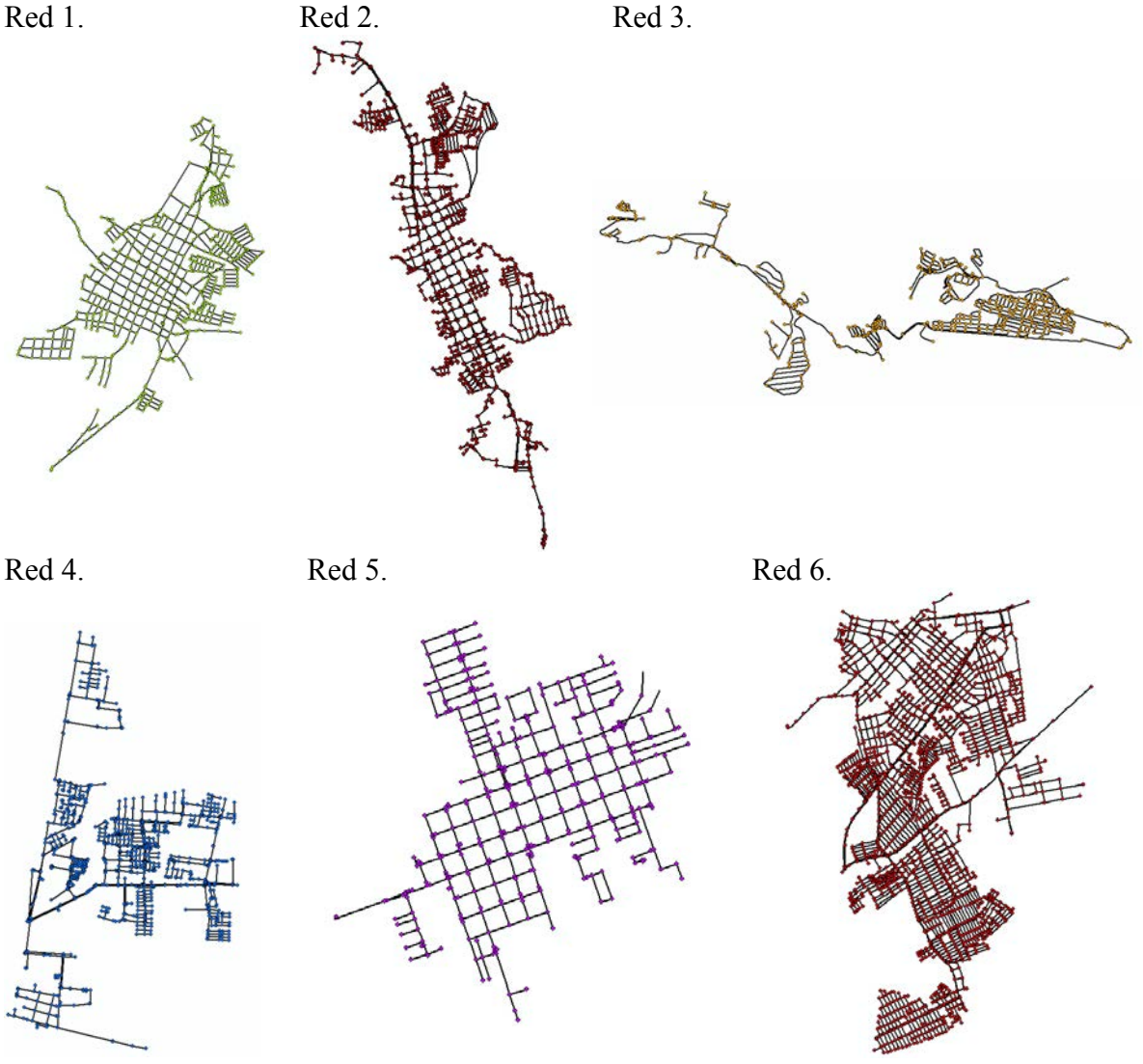


Figura 3.- Casos de estudio.

Los datos de entrada para el proceso de generación se obtuvieron a partir de los modelos hidráulicos de las redes proporcionados por la empresa prestadora de servicios. Las características de cada una de ella se muestran en la Tabla .

Tabla 5.- Características de los casos de estudio.

Red	Tubos	Uniones	Embalses	Demanda (L/s)	Longitud (km)
1	1092	1231	1	66.30	54.10
2	838	710	2	98.50	47.59
3	641	567	1	35.00	38.34
4	2800	2139	2	595.41	166.81
5	1291	1191	1	69.25	38.94
6	469	398	2	25.06	18.74

Los resultados mostrados en la Tabla 6, incluyen los valores de MPO y el porcentaje de tuberías con un diámetro superior a 150 mm ubicados correctamente (en comparación con los modelos reales).

Tabla 6.- Mejor MPO obtenido para las redes analizadas y el % de tuberías ubicadas correctamente.

Red	MPO (m)	%
1	100	34%
2	540	3%
3	130	2%
4	130	20%
5	1	29%
6	250	8%

Se utilizó la siguiente expresión para encontrar el valor óptimo del parámetro MPO de cada red. Los tres indicadores utilizados tuvieron en cuenta la relación entre el perímetro y área de interés cuantificando su compacidad, la densidad media de calles dentro del polígono y la máxima distancia entre el centroide del polígono y la fuente de abastecimiento.

$$MPO = 657.5 - 42.8I_1 + 8.8I_2 - 188.4I_3 \quad [4]$$

Se utilizó pequeño municipio de Colombia para validar los resultados. Al evaluar los indicadores y generar la red virtual, se encontró que las tuberías de mayor diámetro no estaban distribuidas como en la red real. Por esta razón, fue posible concluir que la expresión encontrada no es adecuada para el objetivo planteado y requiere mayor énfasis.

Índices de teoría de grafos

Luego de evaluar los índices de teoría de grafos propuestos en la metodología en los seis casos de estudio, se obtuvo que cuatro de los seis valores de densidad calculados para las redes virtuales eran más altos, es decir, menos dispersos en comparación con las redes reales. Adicionalmente, el caso de estudio 6 presentó la mayor diferencia debido a su reducido número de aristas y vértices. Sin embargo, los valores calculados para ambos casos son similares y consistentes con el propuesto en la literatura. Por otro lado, las redes analizadas tienen como se esperaba valores de *k* entre 2.1 y 3.1.

Adicionalmente, los indicadores *l* y *d* fueron menores en cuatro de los seis modelos virtuales, esto sugiere una red más eficiente. La Figura representa en el lado izquierdo, la relación entre el indicador *d* y el número de vértices de la red. Por otra parte, los valores D_{br} para redes reales son más altos en cinco de las seis redes, aunque la diferencia es inferior al 26%. Para el índice ∇, los

resultados se calcularon con las redes 3, 4 y 5 mostrando un mejor rendimiento, mientras que la mayoría de los modelos virtuales dieron como resultado valores más altos de λ_2 (es decir, mayor robustez contra fallas).

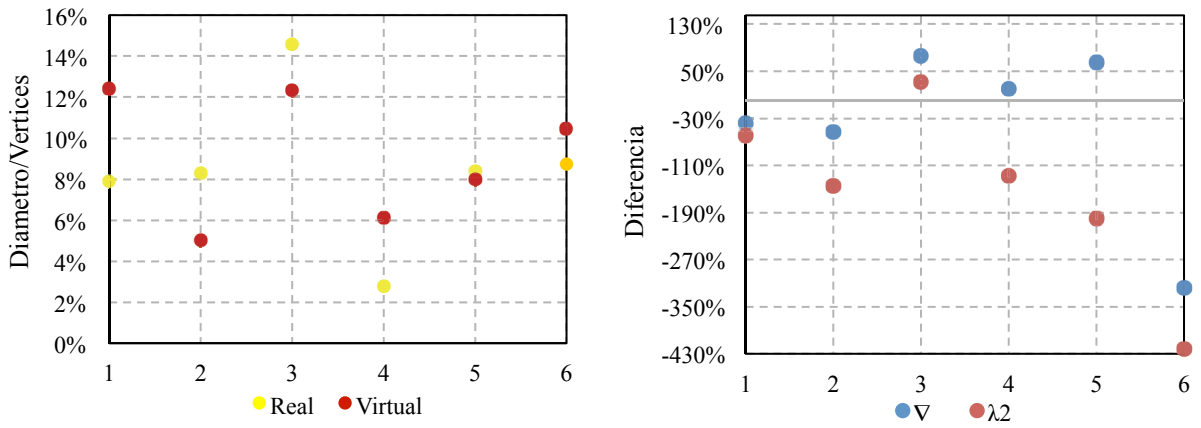


Figura 4.- Diferencias en índices de eficiencia (izquierda) y robustez (derecha) entre redes reales y virtuales.

Índices Hidráulicos

Modificar la elevación de los embalses tuvo un gran impacto en los modelos virtuales. Por lo tanto, algunos de los nudos presentaron valores de presión muy bajos y negativos durante las horas de máxima demanda. En la Tabla se presentan los resultados obtenidos para los indicadores hidráulicos con el fin de evaluar el rendimiento de la red durante la hora de máxima demanda.

Las redes 4 y 6 tuvieron las peores condiciones de trabajo con los valores más altos de déficit de presión promedio, mientras que las redes 3 y 5 tuvieron los resultados más bajos (es decir, mejor rendimiento). Para la red 3, los valores de la altura de presión casi se duplicaron en la red virtual alcanzando 221 m frente a 114 m. El modelo real tenía varias válvulas de control de presión para mantener valores adecuados en el sistema. Las cabezas de presión máxima para las redes restantes fueron similares. Sin embargo, los modelos virtuales 1, 4 y 6 presentaron presiones mínimas negativas en la hora pico alcanzando valores de 22 m para la red 1.

Tabla 7.- Índices de presión para redes reales y virtuales.

	Real		Virtual	
Red	MPS	MPD	MPS	MPD
1	11.66	1.22	8.95	5.01
2	6.94	0.41	7.34	0.33
3	31.04	0.00	90.00	0.01
4	8.87	0.00	1.61	8.72
5	7.12	1.42	18.32	0.00
6	1.22	1.56	0.00	10.8

Además, los valores medios de la edad del agua fueron similares con una diferencia máxima de 5 horas. El índice de resiliencia se calculó para ambos modelos, mostrando, en cuatro de los seis casos, un mejor rendimiento para las redes reales debido al cambio en la elevación del tanque.

Tabla 8.- Edad media del agua y valores del índice de resiliencia para redes virtuales y reales.

	Edad Media del Agua (horas)		Índice de resiliencia (-)	
Red	Real	Virtual	Real	Virtual
1	6.61	6.45	3.56×10^{-4}	6.97×10^{-2}
2	3.19	2.84	4.59×10^{-1}	3.58×10^{-1}
3	5.54	6.39	4.63×10^{-11}	$7.82 \times 10^{-}$

	Edad Media del Agua (horas)		Índice de resiliencia (-)	
Red	Real	Virtual	Real	Virtual
4	6.37	3.80	9.47×10^{-1}	5.89×10^{-1}
5	7.43	3.17	3.53×10^{-1}	7.97×10^{-1}
6	3.61	2.18	8.54×10^{-5}	2.93×10^{-1}

Un ejemplo de la diferencia de distribución espacial en presión y elevación es el caso de estudio 6 presentado en la Figura . Resulta claro que la diferencia de presión se describe por la diferencia en la elevación de los nudos.

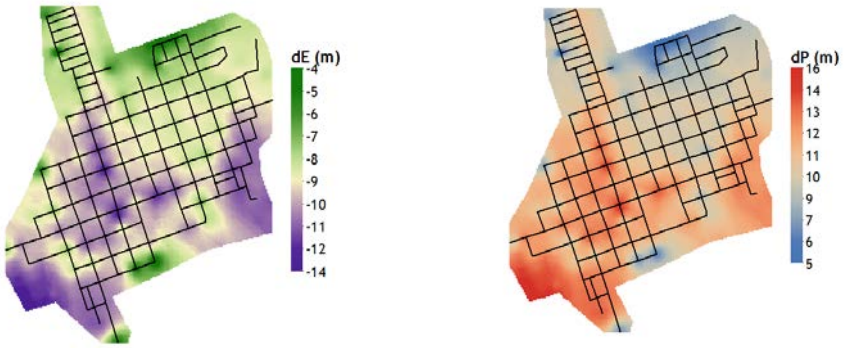


Figura 5.- Diferencia de elevación (dE) y de altura de presión (dP) entre redes reales y virtuales.

Información Catastral

Teniendo en cuenta los modelos hidráulicos de RDAP ya existentes y probados para Colombia, se eligió un pequeño municipio para esta sección. Para completar la información catastral, los modelos virtuales pueden ser calibrados con los datos mínimos necesarios y a partir de allí, incluir información conocida. Si un municipio no cuenta con un registro completo del sistema, las mediciones de campo se pueden utilizar para calibrar el modelo sintético. Para probar esta afirmación la red generada se calibró usando pocos datos de entrada: cuatro puntos de control con datos de presión, rugosidad, diámetros, patrón de demanda y elevación de los tanques. Para este propósito la información fue tomada del modelo real disponible.

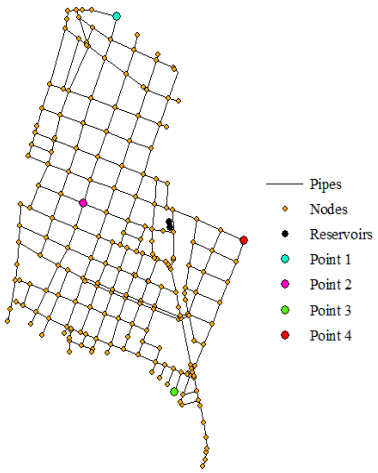


Figura 6.- Red virtual y puntos de control.

Entonces, los diámetros del modelo virtual se calibraron con respecto a los valores disponibles. Teniendo en cuenta que el DEM utilizado para el software tenía una resolución de 30 m x 30 m, y que el municipio tenía una extensión geográfica pequeña, la elevación puede ser

inexacta. Por esta razón, la elevación de los nodos también se calibró por medio de un proceso iterativo dividendo la red en zonas. Los valores de presión medidos y calculados se presentan en la Figura . La precisión en los valores de elevación para las redes virtuales es baja (0,5 m) en comparación con la precisión para los modelos reales.

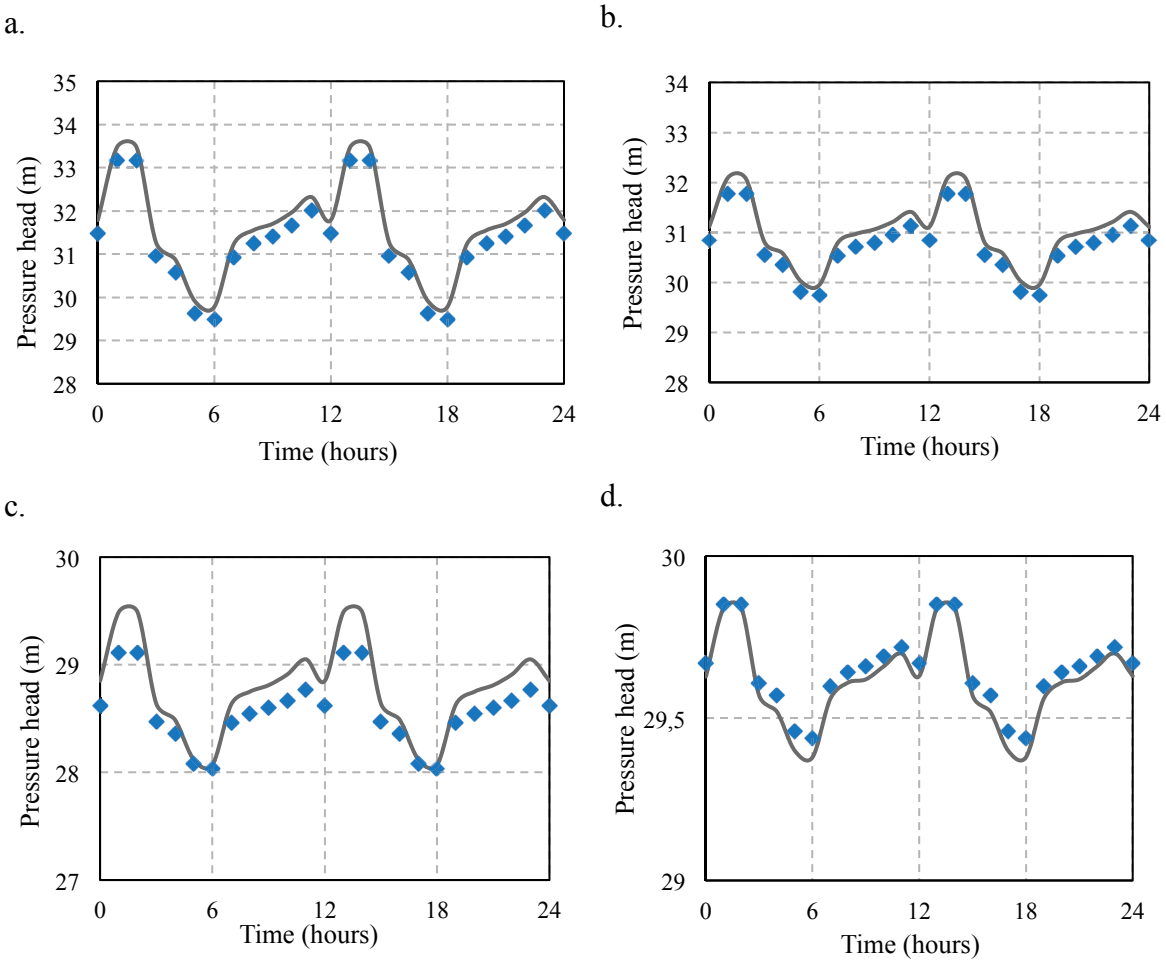


Figura 7.- Valores de la altura de presión medida (línea) vs altura de presión calculada (punto) para: (a) localización 1, (b) localización 2, (c) localización 3 y (d) localización 4.

La red de distribución de agua potable fue calibrada con base en pocos datos de entrada obtenidos del modelo real, y los resultados muestran una buena concordancia entre la altura de presión real y calculada.

CONCLUSIONES

El software DynaVIBe-Web permite generar redes virtuales a partir de información de calles, DEM, entre otros. En esta investigación se analizaron seis RDAP ubicadas en Colombia generando las redes virtuales y comparando los resultados con redes reales, previamente obtenidas y calibradas. Los resultados mostraron un excelente desempeño por parte de la herramienta para representar el trazado de la red. Sin embargo, el parámetro MPO, ingresado por el usuario, no facilita la representación de un sistema ya existente y la relación encontrada en este estudio debe ser revaluada para obtener mejores resultados. Los resultados de teoría de grafos muestran gran similitud en términos de estructura, eficiencia y robustez, siendo los valores congruentes con lo encontrado en la literatura. El cambio en la elevación de los embalses afectó la comparación directa de presiones entre modelos por lo que, en algunos casos, las redes virtuales alcanzaron presiones negativas (peor desempeño hidráulico).

Por último, fue posible comprobar que los modelos virtuales generados a partir del software pueden ser calibrados con pocos datos conocidos. Este resultado muestra que la falta de

información puede ser superada con esta herramienta que permite obtener casos de estudio muy similares a la realidad para fines de investigación o gestión.

REFERENCIAS

Araque, D. and Saldarriaga, J. G. (2005). Water Distribution Network Operational Optimization By Maximizing the Pressure Uniformity At Service Nodes, 1–10. https://doi.org/10.1061/40941(247)179

Brumbelow, K., Torres, J., Guikema, S., Bristow, E., and Kanta, L. (2007). Virtual Cities for Water Distribution and Infrastructure System Research. *World Environmental and Water Resources Congress 2007*, 1–7. http://doi.org/10.1061/40927(243)469

Di Nardo, A., Di Natale, M., Santonastaso, G. F., Tzatchkov, V. G., and Alcocer-Yamanaka, V. H. (2015). Performance indices for water network partitioning and sectorization. *Water Science and Technology: Water Supply*, *15*(3), 499–509. http://doi.org/10.2166/ws.2014.132

Mair, M., Rauch, W., and Sitzenfrei, R. (2014). Spanning tree based algorithm for generating water distribution network sets by using street network data sets (pp. 465–474).

Paez, D., and Filion, Y. (2016). Generation and validation of synthetic WDS case studies using graph theory and reliability indexes. http://doi.org/10.1016/j.seta.2016.12.002

Porse, E., and Lund, J. (2016). Network Analysis and Visualizations of Water Resources Infrastructure in California: Linking Connectivity and Resilience. *Journal of Water Resources Planning and Management*, *142*(1), 04015041. http://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000556

Saldarriaga, J. G., Ochoa, S., Rodríguez, D. and Arbeláez, J. (2008). Water Distribution Network Skeletonization Using the Resilience Concept. In *Water Distribution System Analysis Conference WDSA2018* (pp. 852–864).

Sitzenfrei, R. (2012). *Stochastic Generation of Urban Water Systems for Case Study Analysis*. Retrieved from http://www.amazon.de/Stochastic-Generation-Urban-Systems-Analysis/dp/3902811447/ ref=sr_1_1?s=books-intl-de&ie=UTF8&qid=1353759872&sr=1-1

Sitzenfrei, R. (2016). A Review on Network Generator Algorithms for Water Supply Modelling and Application Studies (pp. 505–514).

Sitzenfrei, R., Möderl, M., and Rauch, W. (2010). WDS Designer- A Tool Algorithmic Generation of Water Distribution Systems Based on GIS Data. *Proceedings of the World Environmental and Water Resources Congress 2010: Challenges of Change*, 4193–4204. http://doi.org/10.1061/41114(371)427

Todini, E. (2000). Looped water distribution networks design using a resilience index based heuristic approach. *Urban Water*, *2*(2), 115–122. http://doi.org/10.1016/S1462-0758(00)00049-2

Yazdani, A., and Jeffrey, P. (2011). Complex network analysis of water distribution systems, 1–11. http://doi.org/10.1063/1.3540339

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

COMPARACIÓN ENTRE DISEÑOS OPTIMIZADOS Y DISEÑOS REALES EN RDAP. EFECTO DEL AUMENTO DE LA POBLACIÓN A LO LARGO DE LA VIDA ÚTIL DEL PROYECTO.

[1]Alejandra Posada y [2]Juan Saldarriaga
[1] Investigador, Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados (CIACUA), Universidad de Los Andes, Colombia.
[2]Profesor Titular, Departamento de Ingeniería civil y ambiental, Universidad de Los Andes, Colombia.
[1]va.posada10@uniandes.edu.co [2]jsaldarr@uniandes.edu.co

RESUMEN:

Los procesos de crecimiento urbano afectan las redes de distribución de agua potable (RDAPs) y causan un funcionamiento insatisfactorio, relacionado en muchos casos con el incumplimiento de las condiciones mínimas de operación en estas redes. Una de estas condiciones es la presión entregada en cada nudo de consumo, la cual debe alcanzar un valor mínimo para garantizar condiciones de buen servicio. En este artículo se presenta una metodología para verificar los resultados obtenidos con dos criterios de rehabilitación de RDAPs, basados en criterios hidráulicos, que consisten en modificar los diámetros de las tuberías de la red para reestablecer las condiciones mínimas de operación. Esta metodología hace uso de los criterios de rehabilitación Potencia Específica y el Índice de Resiliencia para modificar gradualmente las RDAPs, al igual que utiliza una metodología de diseño óptimo de redes para obtener un modelo hidráulico con el cual comparar los resultados de la rehabilitación. Se analizaron los resultados obtenidos para seis casos de estudio en Colombia en términos de costos, parámetros hidráulicos y número de cambios realizados observando una disminución en los costos y en el número de cambios necesarios cuando se utiliza el segundo criterio de rehabilitación.

ABSTRACT:

Urban processes affect Water Distribution Systems (WDS) and cause unsatisfactory operation, related in many cases with the breach of the minimum operating conditions. One of these operating conditions is the pressure delivered at each node of the network, which must reach a minimum value to guarantee good service conditions. In this paper, a methodology is presented to verify the results obtained with two WDS rehabilitation criteria, based on hydraulic criteria, that modify the network's pipes diameters to reestablish the minimum operating conditions. This methodology uses the Specific Power and Resilience Index rehabilitation criteria to gradually modify the water distribution networks, as well as it uses an optimal network design methodology to obtain hydraulic models with which the results of the rehabilitation are compared. The results obtained for six study cases in Colombia were analyzed in terms of costs, hydraulic parameters and number of changes made, showing a reduction in costs and a reduced number of changes in the methodology based on the second rehabilitation criteria.

PALABRAS CLAVES: Rehabilitación, Redes de Distribución de Agua Potable, Diseño Optimizado.

INTRODUCCIÓN

Uno de los retos a los que se enfrenta la ingeniería en la actualidad consiste en encontrar e implementar maneras efectivas de aprovechar los recursos disponibles para satisfacer las necesidades de las poblaciones en crecimiento, tanto en las zonas urbanas como en las zonas rurales. De igual manera, en el territorio colombiano en particular se ha observado el desplazamiento de la población rural hacia las ciudades debido a causas económicas, políticas y sociales (Niño Pavajeau, 1999). Este crecimiento poblacional en las ciudades genera un incremento en la demanda de agua potable a lo largo del tiempo, y en muchos casos alcanza valores superiores al rango de consumo considerado durante el diseño original de las redes de suministro de agua potable. Como resultado, diversos problemas aparecen en las redes de distribución de agua potable (RDAPs), como condiciones de baja presión, capacidad hidráulica reducida, pérdidas de agua e interrupciones del servicio (Saldarriaga et al., 2010), lo cual genera una enorme presión sobre la infraestructura pública. En la mayoría de los casos, las presiones de los nudos y la capacidad hidráulica son aumentadas modificando la energía proporcionada en la entrada de la red, pero esto puede conducir a estallidos de tuberías, incremento en las pérdidas de agua e interrupciones del servicio.

Debido a lo anterior, resulta claro que los procesos de rehabilitación en RDAPs son vitales a lo largo de su vida útil para cumplir con las normativas y mantener la calidad del servicio de distribución. Sin embargo, este proceso debe realizarse de manera gradual y efectivamente en términos económicos y no como un diseño inicial, de manera que las soluciones encontradas sean semejantes a los lineamientos seguidos en la realidad. En este sentido, se han desarrollado varios enfoques para mejorar la capacidad hidráulica de las RDAPs, incrementando los diámetros de las tuberías utilizando metodologías basadas en indicadores hidráulicos que han mostrado una disminución en los costos finales de las redes y mejores indicadores de desempeño hidráulico (Saldarriaga, Bernal & Ochoa, 2008). Así, en este trabajo se propone una comparación entre los modelos hidráulicos que se obtienen de la rehabilitación gradual de diversas RDAPs sometidas a incrementos en la demanda y los modelos hidráulicos diseñados óptimamente, con el fin de cuantificar las diferencias en términos de costos y parámetros hidráulicos. La rehabilitación de las redes se llevó a cabo mediante dos criterios: la Potencia Específica (PE) y el Índice de Resiliencia (I_r), y se compararon los resultados obtenidos con la metodología de diseño optimizado OPUS (Uso Óptimo de la Superficie de Potencia) (Saldarriaga, Páez, Cuero, & León, 2012) para seis modelos hidráulicos de RDAPs colombianas.

METODOLOGÍA

Durante la investigación objeto de este artículo se analizaron seis RDAPs de Colombia con el objetivo de comparar los resultados obtenidos al rehabilitar gradualmente una red en la cual se realiza un incremento de la demanda a lo largo de un periodo de 30 años en intervalos de 5 años y el diseño óptimo de esa misma red bajo las condiciones de demanda del último periodo. Las comparaciones se realizaron en términos de los costos y los parámetros hidráulicos Índice de Resiliencia y Potencia Disipada. Los pasos principales de la metodología de este trabajo se describen a continuación:

Paso 1. Los modelos hidráulicos de las seis redes se diseñaron óptimamente con su demanda base mediante la metodología OPUS, con el objetivo de realizar comparaciones de las redes a partir del mismo punto de partida. Los pasos de esta metodología de diseño se describen en el paso 3.

Paso 2. Los modelos hidráulicos originales fueron modificados. Específicamente, la demanda de agua en cada nudo de cada red se incrementó de manera homogénea teniendo en cuenta las proyecciones del crecimiento poblacional para su respectiva ubicación. Es decir que, se modificaron los valores de los caudales de consumo de cada una de las redes en un porcentaje determinado mediante la diferencia de la población anual relativa. Con el propósito de obtener un valor del porcentaje de crecimiento para los 30 años de estudio se determinó un ajuste lineal con el cual se

extrapolaron los valores de la población desde el año 2017 hasta el año 2047. Es decir, el caudal demandado en cada nudo para cada año se calculó según la siguiente ecuación:

$$Q_f = Q_i(1 + r)^n \quad [1]$$

donde:

Q_f: Caudal de consumo final, Q_i: Caudal de consumo inicial, r: Tasa porcentual de crecimiento anual, n: Periodo de crecimiento (igual a 1 en todos los casos).

A continuación, se presenta un ejemplo del crecimiento poblacional en la región Valle del Cauca, Colombia.

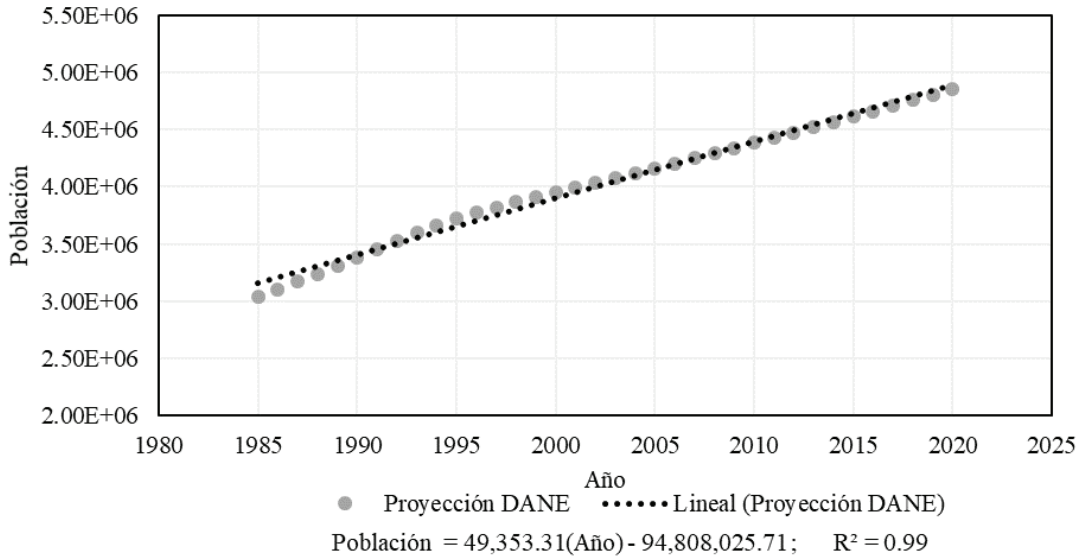


Figura 1.- Crecimiento poblacional - Valle del Cauca. Redes Candelaria y Bolívar (Colombia).

Paso 3. A continuación, las redes fueron diseñadas óptimamente utilizando el software REDES desarrollado en la Universidad de los Andes (Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados, 2015). Para esto, la metodología OPUS que consta de 6 subprocesos básicos fue implementada, siendo esta comparable con otras metodologías de diseño óptimo como Algoritmos Genéticos (AG) y Búsqueda Armónica (HS), entre otros, con resultados similares. El primer paso de la metodología consiste en determinar los sumideros de la red, de manera que se establezca una estructura de árbol. En el segundo paso, se determina una superficie óptima de presiones a partir de las líneas de gradiente hidráulico óptimas para cada serie de tuberías, conociendo la energía en el embalse y asignando la presión mínima en los sumideros. En el tercer paso se realiza una distribución óptima de los caudales, encontrando una configuración que minimice los costos y cumpla con las leyes de conservación de la masa y se ajuste a la superficie de uso de potencia óptima determinada en el paso anterior. En el cuarto paso se realiza la asignación de diámetros continuos a todas las tuberías, teniendo las perdidas de energía objetivo y los caudales determinados. En el quinto paso se aproximan los diámetros de las tuberías con base en un conjunto de diámetros comerciales proporcionados. En el ultimo paso, se realiza una optimización final del proceso, con lo cual se busca en primer lugar, asegurar que todos los nudos cumplan con la presión mínima y en segundo lugar, buscar posibles reducciones de costos (Saldarriaga, Páez, Cuero, & León, 2012).

Paso 4. Como consecuencia del incremento de la demanda, algunos modelos incumplieron la condición de operación de presión mínima (15 m.c.a.) a pesar de haber sido diseñado para una vida útil de 30 años o más. En estos casos se realizó el proceso de rehabilitación realizando la selección

de tuberías a modificar con base en dos criterios hidráulicos: Índice de Resiliencia y Potencia Específica. Este proceso se realizó en intervalos de 5 años durante el periodo de análisis de 30 años.

Paso 5. Los resultados obtenidos del proceso de rehabilitación se compararon con el diseño óptimo en términos de dos parámetros hidráulicos (Índice de Resiliencia y Potencia Disipada), costos, distribución de presiones y número de cambios realizados.

PARÁMETROS HIDRÁULICOS

i) Índice de Resiliencia

El Índice de Resiliencia es un indicador de la vulnerabilidad de la operación de una red frente a fallas, considerando los excesos en las presiones de servicio con respecto a la presión mínima para garantizar buenas condiciones de servicio (Creaco, Franchini, & Todini, 2016). Este índice se calcula a partir de la siguiente expresión:

$$I_r = \frac{\sum_{i=1}^{n_n} Q(H_i - H_i^*)}{[\sum_{i=1}^{n_r} Q_i H_i^* + \sum_{i=1}^{n_p} P_{Pi}] - \sum_{i=1}^{n_n} Q_i H_i^*} \quad [2]$$

La metodología de selección de tuberías utilizando este criterio comienza con el análisis de la hidráulica y el establecimiento del I_r original de la red. Posteriormente, se incrementa el diámetro de un tubo de la red hasta el próximo diámetro disponible, se determina la hidráulica y se calcula el nuevo valor del I_r de la red. Se estima la diferencia entre el I_r nuevo y el original y se restauran las condiciones originales, incluyendo el tubo modificado. Los pasos anteriores se repiten hasta que se analiza cada tubería de la red, teniendo en cuenta la variación ocasionada en el I_r por cada cambio. La mayor diferencia corresponde al tubo que debe ser reemplazado permanentemente y es necesario analizar de nuevo el modelo hidráulico para verificar la restricción de presión mínima. Adicionalmente, los costos del reemplazo de las tuberías se calculan con los cambios correspondientes, y en caso de que cada nudo cumpla los requisitos, el proceso se detiene. No obstante, mientras no se cumplan los requisitos, la metodología debe repetirse hasta que todos los nudos cumplan con la presión mínima establecida.

ii) Potencia Específica

Este concepto, desarrollado en el CIACUA, representa la potencia unitaria que se disipa en cada tubería y se calcula a partir de la siguiente expresión:

$$PE_i = Q_i(h_a - h_b) \quad [3]$$

donde PE_i: Potencia Específica del tubo i, Q_i: Caudal fluyendo por el tubo i, h_a: Altura piezométrica en el nudo inicial a de la tubería y h_b: Altura piezométrica en el nudo final b de la tubería.

La metodología de selección de tuberías utilizando este criterio funciona de manera similar a la del criterio I_r; sin embargo, este parámetro hidráulico no se calcula de manera global para la red, sino para cada tubería. Primero, es necesario calcular la hidráulica y estimar la Potencia Específica (PE) de cada tubería. Posteriormente, se debe sustituir el tubo con el mayor valor de PE por uno nuevo con el siguiente diámetro disponible y ejecutar la simulación hidráulica. Finalmente, se calculan los costos y se verifica la restricción de presión mínima establecida. En caso de que la presión en cada nudo esté por encima del límite, el proceso se detiene, pero si por otro lado algún nudo incumple el límite, la PE de todas las tuberías debe ser calculada de nuevo y se debe incrementar el diámetro de la tubería que presente el mayor valor de PE. Entonces, el proceso se repite solo el número de veces que las tuberías son reemplazadas, mientras que la metodología del I_r se ejecuta un número de veces

igual al número de tubos de la red por cada tubo; es decir, un total de $NT \cdot NT$ (NT: Número de tubos).

iii) Potencia Disipada

Según el concepto de Potencia Total de una RDAP introducido por Todini (Saldarriaga, Bernal, & Ochoa, Optimized design of water distribution network enlargements using resilience and disipated power, 2008), esta potencia puede expresarse como la suma de la potencia disipada por fricción y fugas en las tuberías de la red (P_{int}) más la potencia suministrada a los consumidores (P_{ext}). Entonces, el concepto de Potencia Disipada (PD) utilizado en este trabajo hace referencia a la fracción de la potencia total, que se suministra a una RDAP mediante embalses o bombeo, que se disipa en la distribución del agua a través de la red (pérdidas menores y pérdidas por fricción). La expresión para el cálculo de la Potencia Disipada se presenta a continuación.

$$P_{tot} = P_{int} + P_{ext} \quad [4]$$

$$P_{int} = \gamma \sum_{k=1}^{n_k} Q_k H_k - \gamma \sum_{i=1}^{n_n} Q_i H_i \quad [5]$$

$$PD = \frac{P_{int}}{P_{tot}} \quad [6]$$

Entonces, de acuerdo con lo anterior, menores valores de Potencia Disipada representan una mayor eficiencia en el gasto de energía para la distribución del agua en la red, es decir, en el consumo de energía por fricción y pérdidas menores.

En la investigación objeto de este artículo se utilizaron los parámetros hidráulicos I_r y PE para la selección de las tuberías en el proceso de rehabilitación y los parámetros hidráulicos I_r y PD para la comparación de las redes óptimas y las redes rehabilitadas.

CASOS DE ESTUDIO

Los casos de estudio analizados corresponden a RDAPs de diferentes ciudades en tres departamentos de Colombia y presentan diferencias entre sí en aspectos como la topografía, el tamaño (número de tuberías) y la demanda. Para cada uno de los tres departamentos escogidos, Cundinamarca, Valle del Cauca y Caldas, se utilizaron dos casos de estudio correspondientes a RDAPs al interior de los mismos. En Cundinamarca, se encuentran las redes Cazucá y Sector 35. La primera de estas tiene una topografia quebrada mientras que la segunda tiene una topografía aproximadamente plana; ambas son abastecidas por un único embalse. Por otro lado, en Valle del Cauca se encuentran Candelaria y Bolívar, las cuales presentan una topografía homogénea, a pesar de que Bolívar presenta algunos nudos con cotas significativamente más bajas. Finalmente, en Caldas se encuentran las redes Circuito la 51 y T23, las cuales se encuentran en dos sectores de la ciudad de Manizales y son abastecidas por un embalse cada una. Las características de los casos de estudio se presentan a continuación.

Tabla 1.- Características de las RDAPs de estudio.

RDAP	Número de nudos	Número de tuberías	Longitud de tuberías (Km)
Cazucá	145	150	13.64
Sector 35	1190	1289	39.47
Candelaria	463	567	23.31
Bolívar	285	333	29.46

Circuito 51	127	134	4.38
T23 Alta Suiza	110	122	4.81

Para cada caso de estudio, la población se proyectó con base en las ecuaciones obtenidas de los ajustes lineales determinados a partir de la información poblacional de cada región, con el objetivo de determinar la tasa de crecimiento anual de la población y aplicarla a la demanda.

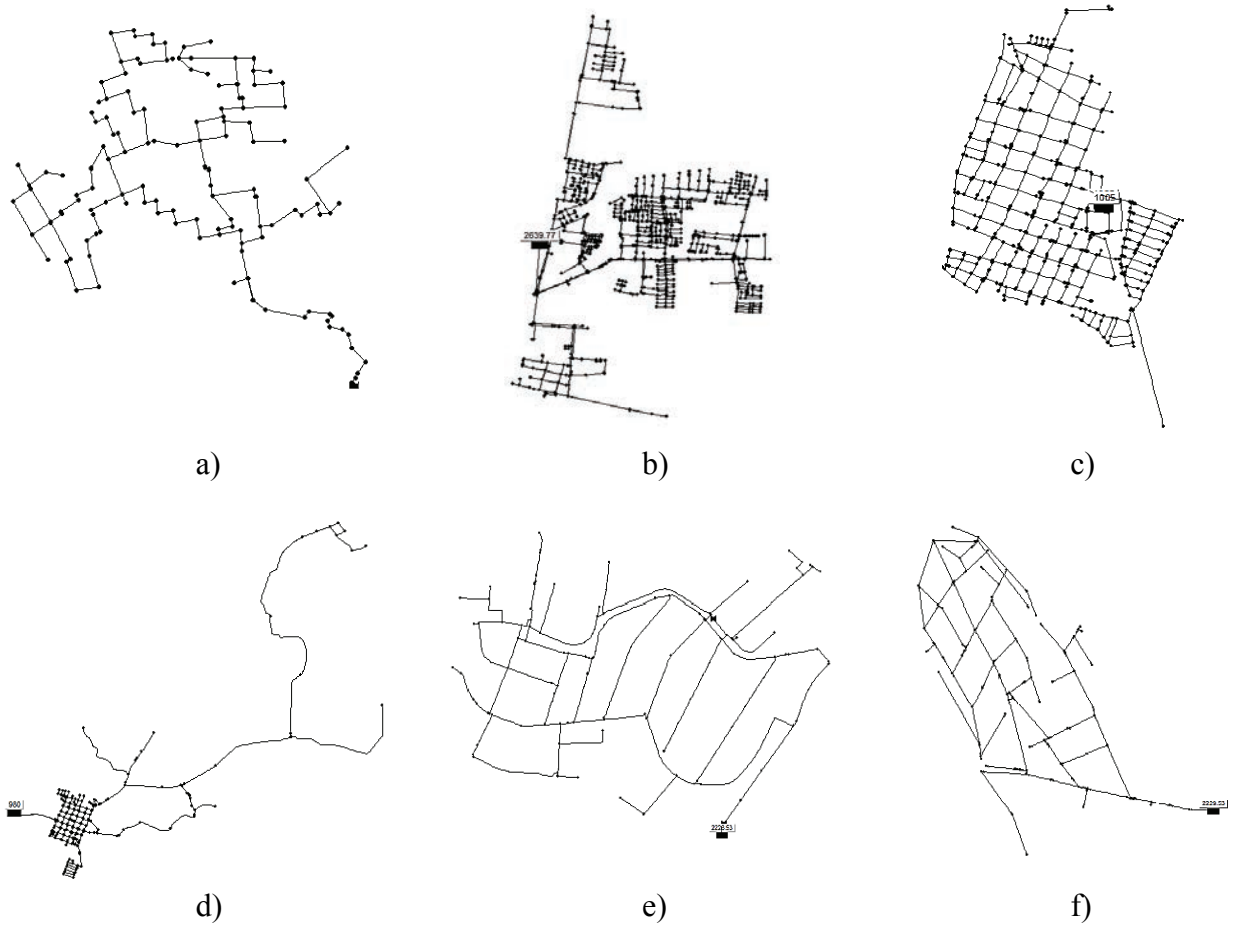
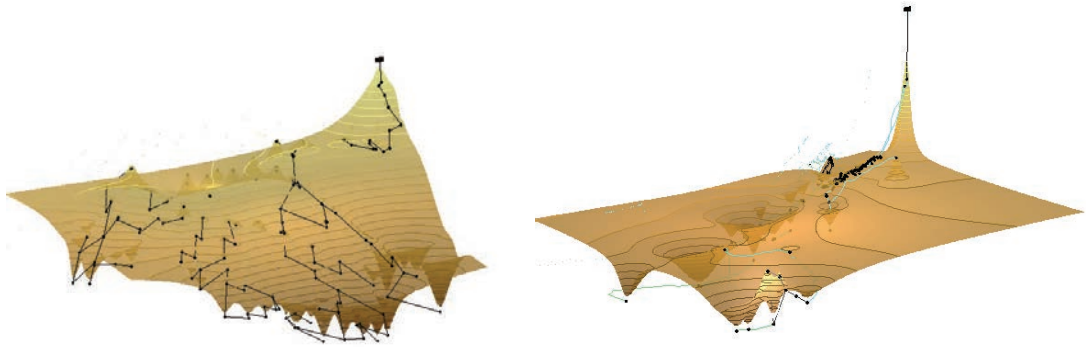
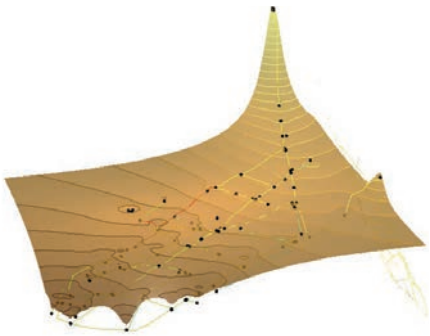


Figura 2.- (a) Cazucá, (b) Sector 35, (c) Candelaria, (d) Bolívar, (e) Circuito 51, (f) T23.





c)

Figura 3.- Topografía casos de estudio. a) Cazucá b) Bolívar c) T23.

RESULTADOS

Los resultados obtenidos con la metodología propuesta anteriormente se analizaron en términos del Índice de Resiliencia, la Potencia Disipada, los costos, el número de cambios realizados y la distribución de presiones en las redes.

i) Número de cambios

Se cuantificó el número de veces en las cuales el diámetro de una tubería fue modificado durante el proceso de rehabilitación en cada uno de los casos de estudio para cada año de análisis y para todo el periodo de estudio. Como se presenta en la Tabla 2, mediante el criterio de rehabilitación PE se obtiene un número mayor o igual de cambios en todos los casos que con el criterio de rehabilitación I_r para garantizar el cumplimiento de la restricción de presión en todos los nudos de cada red. Se observa que el criterio Ir resulta en modificaciones de las tuberías que generan mayores impactos en las presiones de las redes, por lo cual se requiere un menor número de cambios utilizando este criterio.

Tabla 2.- Número de cambios durante el periodo de tiempo analizado por caso de estudio.

Criterio	Cazucá	Sector 35	Candelaria	Bolívar	Circuito 51	T23
Índice de resiliencia	70	40	29	4	1	2
Potencia específica	159	54	33	7	1	2

ii) Índice de Resiliencia

De manera general, a partir de la metodología de diseño OPUS se obtienen Índices de Resiliencia bajos para los diseños de las RDAPs debido a que este método de diseño permite obtener configuraciones de tuberías que se acercan significativamente al mínimo económico y por lo tanto hacen uso de la energía disponible de manera muy eficiente, dejando un exceso de presión mínimo y resultando en redes más vulnerables. Los criterios Índice de Resiliencia y Potencia Específica utilizados para la rehabilitación fueron adecuados para incrementar la redundancia de los modelos hidráulicos, pues con ambos criterios se obtienen resultados del I_r superiores o muy similares a los obtenidos mediante el diseño óptimo. En particular, el incremento de este índice utilizando el criterio de rehabilitación índice de resiliencia para la red Bolívar fue 4.03% y para la red Candelaria 41.4%; mientras que, para el criterio de rehabilitación PE los incrementos fueron del 4.12% y el 41% respectivamente. Así, los resultados sobre este índice son similares para ambos criterios, pero el criterio PE requiere un mayor número de cambios que el criterio I_r.

Tabla 3.- Comparación del Índice de resiliencia entre las RDAPs rehabilitadas y el diseño óptimo (OPUS).

Criterio/RDAP	Cazucá	Sector 35	Candelaria	Bolívar	Circuito la 51	T23

Diseño óptimo OPUS	0.342	0.334	0.288	0.756	0.323	0.283
Rehabilitación I_r	0.439	0.396	0.514	0.734	0.319	0.285
Rehabilitación P_{UT}	0.388	0.44	0.533	0.736	0.319	0.303

iii) Potencia Disipada

Como se presenta en la Tabla 4, los resultados obtenidos de la potencia disipada en todos los casos son similares o inferiores a aquellos obtenidos con la metodología de diseño óptimo OPUS. Esto es consistente con los resultados obtenidos mediante el I_r y permite analizar que mediante las modificaciones realizadas en la rehabilitación de las RDAPs se obtienen configuraciones de tuberías que permiten distribuir el agua en la red usando eficientemente la energía total disponible.

Tabla 4.- Comparación de la potencia disipada entre las RDAPs rehabilitadas y el diseño óptimo (OPUS).

Criterio/RDAP	Cazucá	Sector 35	Candelaria	Bolívar	Circuito la 51	T23
Diseño óptimo OPUS	0.021	0.008	0.014	0.012	0.031	0.02
Rehabilitación I_r	0.017	0.008	0.008	0.011	0.031	0.02
Rehabilitación P_{UT}	0.019	0.007	0.008	0.010	0.031	0.02

iv) Costos

La función de costos implementada se determinó para tuberías de PVC e incluye los costos fijos que se deben considerar en cualquier proyecto de ingeniería: suministro y excavación, relleno y retiro de material sobrante (Peinado, 2016). Esta ecuación cuantifica los costos por unidad de longitud de tubería a partir del diámetro nominal D, en milímetros.

$$\mathrm{CU} = 80{,}825\mathrm{D}^{1.385} \qquad [7]$$

Las Tablas 5 y 6 presentan los costos de las RDAPs al final del periodo de estudio al ser rehabilitadas con los dos criterios y ser diseñadas con la metodología OPUS. Los valores obtenidos sugieren que al realizar una rehabilitación gradual mediante el criterio I_r se obtienen redes con costos muy similares a los alcanzados con la metodología de diseño óptimo. Los casos de estudio Sector 35, Candelaria y Cazucá resultaron en costos superiores a los del diseño óptimo (2.3%, 6.5% y 13.4% de costos adicionales, respectivamente), Bolívar y Circuito la 51 resultaron en costos inferiores en 5.2% y 3.5% respectivamente.

De manera similar, el criterio de rehabilitación PE resultó en RDAPs más costosas que aquellas obtenidas mediante la metodología OPUS, con porcentajes de costos adicionales entre 0.9% y 9.7% para la mayoría de las redes. Sin embargo, en el caso de estudio Cazucá se obtuvo un incremento considerable del costo, con un porcentaje de costo adicional del 45.4% y en el caso de Bolívar se presentó una disminución de los costos correspondiente a un porcentaje de 3.7%.

En vista de esto, ambos criterios de rehabilitación permiten obtener, en la mayoría de los casos, RDAPs con costos muy similares a las obtenidas mediante la metodología de diseño óptimo OPUS.

Tabla 5.- Costo económico en pesos colombianos de tres RDAPs para cada uno de los criterios evaluados. Cazucá, Sector 35 y Candelaria.

Criterio/RDAP	Cazucá	Sector 35	Candelaria
Diseño óptimo OPUS	$1,051,597,375.19	$1,176,252,502.80	$516,299,269.30
Rehabilitación I_r	$1,192,236,156.17	$1,202,850,723.72	$550,096,039.97
Rehabilitación P_{UT}	$1,528,912,337.99	$1,290,010,462.96	$553,409,122.61

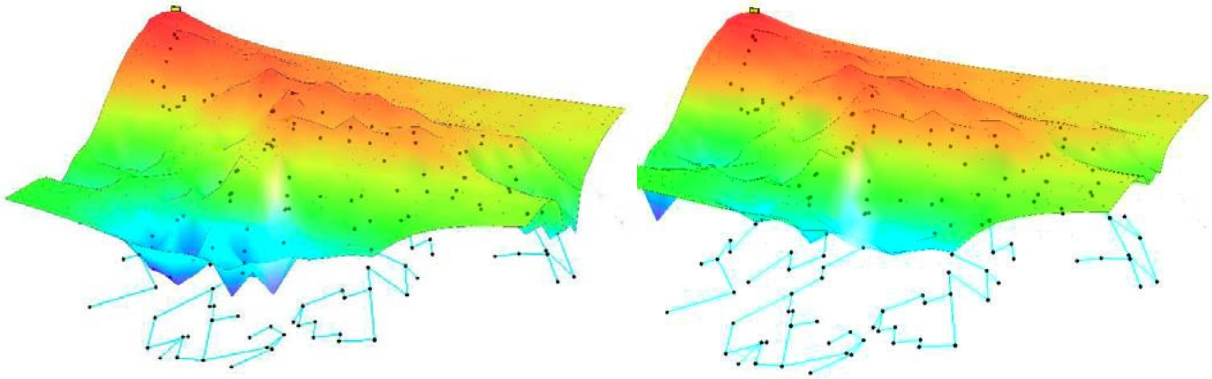
Tabla 6.- Costo económico en pesos colombianos de tres RDAPs para cada uno de los criterios evaluados. Bolívar, Circuito la 51 y T23.

Criterio/RDAP	Bolívar	Circuito la 51	T23
Diseño óptimo OPUS	$886,191,016.92	$87,678,094.20	$88,836,809.10
Rehabilitación I_r	$839,718,261.70	$84,598,193.59	$88,836,809.10
Rehabilitación P_{UT}	$853,579,580.34	$84,598,193.59	$89,644,778.68

v) Distribución de presiones

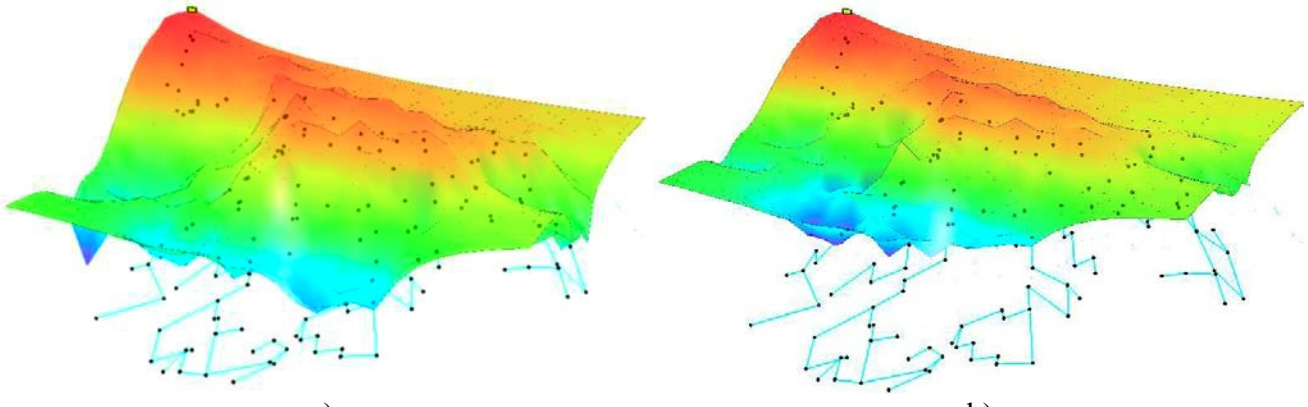
El incremento en la demanda de las RDAPs tuvo un impacto significativo en la superficie de presiones de algunas redes, debido a que un mayor consumo en los nudos genera grandes disminuciones de la presión en zonas localizadas, resultando así en superficies de presión irregulares. Los resultados obtenidos sugieren que con los dos criterios de rehabilitación se realizan modificaciones a las tuberías de las redes que permiten obtener superficies de gradiente hidráulico más homogéneas al modificar la presión de ciertas zonas en la red.

De igual manera, se observó que a partir de los criterios de rehabilitación es posible obtener superficies de presión que se asemejan a las condiciones de presión iniciales de la RDAPs, sin generar incrementos necesarios de la presión en otras zonas de la red. Aún más, a pesar de que los valores de la presión en cada nudo de las RDAPs originales y finales pueden no coincidir exactamente, los valores de la presión mínima, promedio y máxima son muy aproximados. A continuación, se presentan los efectos en la superficie de presión al llevar a cabo el proceso de rehabilitación mediante el criterio del Índice de Resiliencia (Fig. 4) y mediante el criterio Potencia Específica (Fig. 5).



a) b)

Figura 4.- Superficie de gradiente hidráulico de la red Cazucá. a) En el segundo periodo con incremento de demanda b) Rehabilitada mediante el Índice de Resiliencia.



a) b)

Figura 5.- Superficie de gradiente hidráulico de la red Cazucá. a) En el segundo periodo con incremento de demanda b) Rehabilitada mediante Potencia Específica.

CONCLUSIONES

El presente artículo muestra la aplicación de tasas de aumento poblacional como tasas de incremento de la demanda en los nudos de RDAPs con el objetivo de analizar los efectos de la densificación poblacional en las restricciones de operación de estas redes y de comparar los resultados obtenidos mediante dos metodologías de rehabilitación basadas en criterios hidráulicos con el diseño óptimo mediante la metodología OPUS. Para esto, se analizaron seis casos de estudio de modelos hidráulicos de RDAPs en Colombia, en las cuales se incrementó el consumo de agua y así, se observaron los efectos sobre las condiciones de operación de las redes, en particular, la distribución de presiones. Cada una de las seis redes utilizadas presentó presiones menores al mínimo establecido (15 m.c.a.) debido al aumento en la demanda, con lo cual utilizando la metodología aquí propuesta se confirma el impacto del crecimiento urbano sobre la infraestructura hidráulica y, por tanto, la necesidad de criterios de rehabilitación en RDAPs para garantizar su correcto funcionamiento.

Los criterios hidráulicos para la rehabilitación de las redes mediante la selección de los diámetros de las tuberías a modificar fueron el Índice de Resiliencia y la Potencia específica. Con base en las dos metodologías, se analizaron las redes resultantes para 6 periodos de análisis en términos de los siguientes índices: costos, número de cambios, criterios hidráulicos y distribución de presiones.

El primer índice mostró que las redes rehabilitadas resultan en costos cercanos al de la red obtenida mediante el diseño óptimo con un número de cambios limitados. Por el contrario, el segundo criterio requirió un número mayor de cambios, resultando en una mayor cantidad de veces en redes más costosas, pero que son ligeramente menos vulnerables ante las fallas. Adicionalmente, la metodología propuesta permitió aumentar, en todos los casos, la redundancia de las redes (medida mediante el indicador I_r) y permitió establecer configuraciones de tuberías que garantizan un aprovechamiento efectivo de la energía total proporcionada a la red, debido a una mayor eficiencia en el gasto de energía en la distribución del agua (medido mediante el indicador Potencia disipada).

Por último, el uso de los dos criterios de rehabilitación resultó en la homogenización de la superficie de gradiente hidráulico de las diferentes RDAPs, incrementando las presiones en zonas localizadas que se ven afectadas debido al incremento de la demanda, pero sin aumentar los valores de las presiones en zonas en que no se incumplía la restricción de presión mínima.

REFERENCIAS

Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados. (2015). REDES Software. Bogotá, Colombia.

Creaco, E., Franchini, M., & Todini, E. (2016). Generalized Resilience and Failure Indices for Use with Pressure-Driven Modeling and Leakage. *Journal of Water Resources Planning and Management.*

Niño Pavajeau, J. F. (1999). Las migraciones forzadas de la población, por la violencia, en Colombia: Una historia de éxodos, miedo, terror y pobreza. *Revista Electrónica de Geografía y Ciencias sociales*.

Peinado, C. (2016). Ecuaciones de costo para el diseño optimizado de redes de agua potable y alcantarillado. Bogotá: Universidad de los Andes.

Saldarriaga, J., Bernal, A., & Ochoa, S. (2008). Optimized design of water distribution network enlargements using resilience and disipated power. *WDSA2008: 12th Water Distribution System Analysis Conference*, 298-312.

Saldarriaga, J., Páez, D., Cuero, P., & León, N. (2012). Optimal Power Use Surface for Design of Water Distribution Systems. *WDSA2012: 14th Water Distribution System Analysis Conference,* 468-480.

IAHR **AIIH**

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

INVESTIGAÇÃO DOS EFEITOS DA CIRCULAÇÃO HIDRODINÂMICA NO TRANSPORTE DE MASSA

Cynara L. N. Cunha [1]***; Ada C. Scudelari*** [2] ***y José A. M. Carrer*** [3]
[1] *Programa de Pós -Graduação em Engenharia Ambiental - PPGEA - UFPR, Brasil; cynara@ufpr.br*
[2] *Departamento de Engenharia Civil - UFRN; Brasil; ada@ct.ufrn.br*
[3] *Programa de Pós-Graduação em Métodos Numéricos em Engenharia - PPGMNE, Brasil; carrer@ufrj.br*

RESUMO:

O estudo da circulação hidrodinâmica é necessário para auxiliar na compreensão da distribuição de poluentes em corpos d'água, pois permite uma melhor compreensão dos processos dispersivos que ocorrem nessas regiões e do tempo em que os poluentes seriam aprisionados dentro dos corpos hídricos. Este trabalho analisa a renovação das águas em corpos d´água que apresentam distintos padrões de circulação: um canal alinhado com o eixo *x*, com uma reentrância que favorece a formação de região de recirculação, e em um reservatório hipotético, com algumas reentrâncias e estrangulamentos. Neste trabalho, as diferentes escalas temporais e espaciais que relacionam a capacidade de renovação são expressas pelo tempo de residência, pela taxa de renovação e pela idade da água. Os experimentos foram simulados para diferentes forçantes, vento e aporte fluvial, usando o sistema de modelagem SisBaHiA® - Sistema Base de Hidrodinâmica Ambiental. Os resultados mostraram que o canal não apresenta problemas relacionados ao acúmulo de nutrientes. No reservatório, comparando os cenários com e sem vento, é possível afirmar que o aporte fluvial é o forçante mais importante no processo de renovação das águas no interior do reservatório; o vento mostrou ter pouca influência.

ABSTRACT:

Hydrodynamic circulation study is necessary in the understanding of pollutants distribution in water bodies, as it allows a better comprehension of the dispersive processes that occur in this regions and the time in which pollutants will be trapped inside of the water bodies. This work analyzed the water renewal in water bodies that have different circulation patterns: a channel aligned with the *x* axis, with the presence of indentations that favor the formation of a recirculation region, and a hypothetical reservoir, which presents some indentations and an area reduction. In this work, the different temporal and spatial scales that relate the capacity for renewal are expressed by residence time, renewal rate and water age. The experiments were simulated for different forcing, wind and river flow, using the SisBaHiA® system - Sistema Base de Hidrodinâmica Ambiental, in Portuguese. The results showed that the canal presents no problems related to the nutrients accumulation. In the reservoir, comparing the scenarios with and without wind, is possible to state that the fluvial contribution is the most hydrodynamic important force in the process of renewal of the inside waters; the wind showing little influence.

PALAVRAS-CHAVE: renovação das águas, modelagem hidrodinâmica, tempo de residência.

INTRODUÇÃO

Um dos principais objetivos da modelagem ambiental relacionada aos problemas de qualidade da água é a determinação de quais controles ambientais que devem ser instituídos para melhorar aspectos relacionados ao planejamento e o uso de um corpo d'água. Entender o sistema hídrico de forma global e, consequentemente, conhecer as possíveis áreas de estagnação é essencial para criar alternativas sustentáveis de gerenciamento, principalmente em lagos e reservatórios. Nestes corpos d´água, o principal problema ambiental normalmente está relacionado ao excesso da carga poluidora, doméstica, agrícola ou industrial, lançada de forma pontual ou difusa, contínua ou não. Neste sentido, o desenvolvimento de metodologias eficientes para quantificar corretamente onde os nutrientes advindos das cargas irão depositar é essencial para entender melhor os impactos e, então, atuar no sentido de minimizar os efeitos da poluição.

O conhecimento da circulação hidrodinâmica é necessário no estudo da distribuição de nutrientes nos corpos d´água, determinando o modo como ocorre o transporte e a dispersão, podendo indicar áreas mais ou menos adequadas ao lançamento de efluentes. A partir dos padrões de circulação, é possível estabelecer regiões do corpo d'água com características homogêneas quanto ao comportamento hidrodinâmico e, consequentemente, em relação ao transporte de poluentes. Neste contexto, um problema ambiental que merece destaque é a eutrofização de reservatórios. Este fenômeno é parte do processo natural de envelhecimento dos lagos, que ocorreria independente das atividades do homem; no entanto, pode acontecer de forma artificial, provocada pelo excesso de nutrientes lançados no corpo d'água. Como consequência da eutrofização, ocorre o crescimento excessivo das plantas aquáticas, tanto planctônicas quanto aderidas, a níveis tais que são considerados causadores de interferências nos usos desejáveis do corpo d'água. O principal fator de estímulo para o crescimento é a concentração excessiva de nutrientes no corpo d'água, principalmente nitrogênio e fósforo.

Conhecer os processos de renovação dos poluentes em corpos d´água é uma importante ferramenta de gestão, pois possibilitam conhecer os processos de mistura e o tempo que os constituintes ficam retidas no seu interior, relacionando com os forçantes, como maré, vento ou aporte fluvial, identificando possíveis áreas de estagnação. O tempo de residência, a taxa de renovação e a idade da água são parâmetros que podem descrever esses processos de renovação (Monsen et al., 2002). De modo geral, corpos d´água com taxas de renovação elevadas e tempos de residência pequenos, ou com águas mais "novas" (idade da água menor), teriam menos problemas relacionados à qualidade de água (Kenov et al., 2012).

Estudos que mostram o cálculo destes parâmetros, usados para descrever processos de renovação, são amplamente disponíveis na literatura podendo ser destacados: De Brye et al. (2013) analisaram a renovação das águas no estuário de Scheldt, localizado na fronteira da Bélgica, separando a água de renovação em três categorias diferentes: a água oriunda do oceano, dos rios e dos canais, cada uma com concentrações diferentes. Rovesi, Rosman e Harari (2016) analisaram as taxas de renovação das águas do Sistema Estuarino de Santos, localizado no litoral do Estado de São Paulo, para diferentes cenários hidrodinâmicos, considerando os efeitos de maré astronômica, das vazões fluviais afluentes de verão e inverno e do gradiente horizontal de salinidade. Xu, Mao e Jiang (2016) utilizaram um modelo numérico tridimensional com um módulo lagrangeano de rastrear partículas para simular as correntes residuais na baía de Xiangshan, na China.

Em reservatórios e rios, os forçantes mais importantes são o porte fluvial e o vento. Neste contexto, o objetivo deste trabalho é analisar a renovação das águas em um canal e em um reservatório hipotético, definindo as áreas de estagnação e quantificando a renovação das águas, a partir de alguns indicadores (taxa de renovação, idade da água e escoamento residual) para os diferentes forçantes, vento e aporte fluvial, usando a modelagem computacional. Neste trabalho, o sistema de modelagem usado é o SisBaHiA® - Sistema Base de Hidrodinâmica Ambiental, desenvolvido pela COPPE/UFRJ. O SisBaHiA® é capaz de realizar modelagem ambiental de corpos de água e é constituído por um conjunto de modelos entre os quais destaca-se o de Circulação Hidrodinâmica para corpos de água rasos, o de transporte Euleriano, o de Qualidade de Água e

Eutrofização e o de transporte Lagrangeano (Rosman, 2017). Amplas informações sobre o sistema podem ser obtidas em www.sisbahia.coppe.ufrj.br, com detalhadas informações de formulação matemática e numérica de todos os modelos do SisBaHiA®. O SisBaHiA® utiliza elementos finitos na discretização espacial e diferenças finitas na discretização temporal. Atenção espacial deve ser dada à técnica numérica utilizada e à discretização das tensões turbulentas, parametrizadas segundo as técnicas de filtragem derivadas da técnica conhecida como Simulação de Grandes Vórtices (LES, Large Eddy Simulatiom).

METODOLOGIA

As definições e as diferentes escalas temporais e espaciais que relacionam a capacidade de renovação e a mistura de massas d'água podem ser expressas pelo tempo de residência, pela taxa de renovação, pela idade da água e pela caracterização do campo de velocidades residuais, auxiliando na avaliação e caracterização da dinâmica da circulação e da distribuição dos poluentes no corpo d´água. Neste trabalho, o tempo de residência é definido como o tempo gasto para que um volume determinado de água saia do estuário; a taxa de renovação é definida como a porcentagem das águas que, para um determinado volume de controle, foi substituída, ou seja, seriam águas novas que entram no domínio. O complemento da taxa de renovação seria a porcentagem da água não-renovadas. A idade da água pode ser é definida como o tempo decorrido desde que uma partícula de água entrou no sistema. Trata-se, de fato, do cálculo do tempo de decaimento de uma substância passiva marcadora de idade presente na água.

O tempo de residência (TR) de um compartimento fluido é tradicionalmente definido como sendo o tempo médio de permanência de uma partícula fluida no compartimento. Usualmente, o TR é calculado pela razão entre o volume (m^3) do compartimento e o fluxo residual (m^3/s) através do compartimento. Tal conceito é muito útil e adequado quando a massa fluida no compartimento é bem misturada. Entretanto, em compartimentos de corpos de água naturais há grande heterogeneidade espacial, com variadas condições de fluxos no espaço e no tempo. Portanto, faz pouco ou nenhum sentido prático determinar um valor agregado definido como o "tempo de residência do compartimento", no caso de reservatórios. Por conta da grande variação espacial e temporal, em corpos de água naturais faz mais sentido definir uma função tempo de residência (TR) variável espacialmente, para condições de fluxos característicos de diferentes forçantes hidro-meteorológicos.

Em corpos de água naturais, o cálculo da função TR variável no espaço, efetivamente, só é viável através de modelagem computacional. Para calcular a distribuição espacial da função tempo de residência, adotou-se a seguinte metodologia, desenvolvida através do SisBaHiA®, usando o modelo Lagrangeano de transporte: no instante inicial do período em consideração, o domínio é preenchidos com partículas neutras. É importante ressaltar que a posição de cada partícula e o instante de seu lançamento no reservatório ficam registrados. As partículas não ocupam espaço, representam centros de pequenas massas de água e são passivamente transportadas pelas correntes onde se encontram. Após o lançamento inicial para preenchimento do corpo de água, inicia-se o transporte Lagrangeano das partículas, i.e, a trajetória de cada partícula é acompanhada passo a passo ao longo do tempo. A cada passo de tempo, a posição da partícula muda, seu tempo de vida aumenta e é contabilizado.

Quando uma partícula sai do domínio (passando pela seção 2), o seu tempo de vida ao sair será o seu TR. Assim, o tempo de vida que a partícula tiver ao sair do compartimento passa a ser o valor da função TR na posição inicial de lançamento da partícula dentro do corpo de água.

A taxa de renovação pode ser considerada como a taxa de troca de água dentro de um determinado volume de controle, que informa o quanto (%) desse volume de água foi renovado. Sendo assim, as taxas de renovação são calculadas simulando o transporte de um constituinte conservativo ao longo do domínio pelos processos de advecção e difusão. No instante inicial foi atribuída uma concentração desse constituinte igual a zero, a toda a água dentro do domínio de interesse, ou seja, atribuiu-se a essa água um índice de renovação de 0%. Já para as águas que

entram no domínio pelos afluentes, são atribuídos valores de concentração iguais a 100, que equivale a um índice de renovação de 100%. Assim, conforme as águas iniciais, com índice 0%, forem se misturando com as águas novas afluentes, com índice 100%, e que a mistura for sendo expelida do domínio, as águas são renovadas (Dalazen, 2017).

A idade da água é calculada como o tempo de decaimento de uma substância passiva marcadora de idade presente na água, sendo necessário que essa substância marcadora tenha reação cinética de decaimento de primeira ordem com uma taxa de decaimento constante e positiva, não sendo considerados outros efeitos de perda ou de ganho de massa. Assim, admite-se que, no instante inicial, a concentração dessa substância é igual a 1,0 em todo o domínio. Consequentemente, a idade da água (IA) é nula. De forma análoga ao modelo anterior, as águas afluentes possuíam concentrações iguais a 1,0 e IA = 0. À medida que as águas iniciais e as águas novas, ambas com IA = 0, foram se misturando e sendo transportadas para fora do domínio, a concentração da substância vai diminuindo devido ao processo de decaimento e, por consequência, o valor de IA irá se tornar diferente em cada ponto (Grifoll et al., 2013).

As simulações computacionais deste estudo foram realizadas utilizando o modelo de circulação hidrodinâmica e os modelos de transporte euleriano e lagrangeano do SisBaHiA®. Primeiramente, o modelo hidrodinâmico foi simulado e, posteriormente, o modelo de transporte euleriano foi utilizado para analisar a taxa de renovação e a idade da água e o modelo de transporte lagrangeano para determinar o tempo de residência do sistema.

Neste trabalho, dois experimentos foram desenvolvidos. O primeiro é um canal alinhado com o eixo *x*, com comprimento total de 2400m, 180 m de largura e 8 m de profundidade, com uma reentrância que favorece a formação de região de recirculação, com velocidades reduzidas (Figura 1). A malha usada é formada por 496 elementos quadrilaterais e 2089 nós, igualmente espaçados com Δx = 37,5 m e Δy = 5,25 m, caracterizando um escoamento unidimensional. No segundo experimento, uma região com algumas reentrâncias e estrangulamentos é testada, caracterizando um escoamento bidimensional em planta, simulando um reservatório hipotético, com 8 m de profundidade. A malha usada é formada por 330 elementos quadrilaterais e 1416 nós (Figura 2).

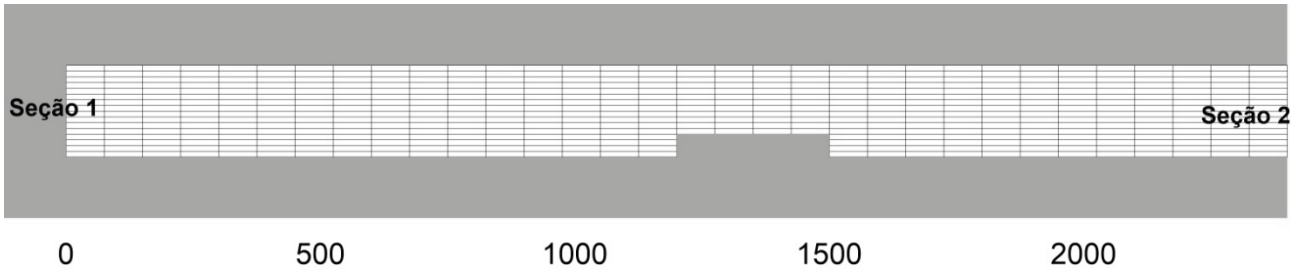


Figura 1.- Malha usada na discretização do canal. Há 496 elementos e 2089 nós, com Δx = 37,50 m e Δy = 5,25m.

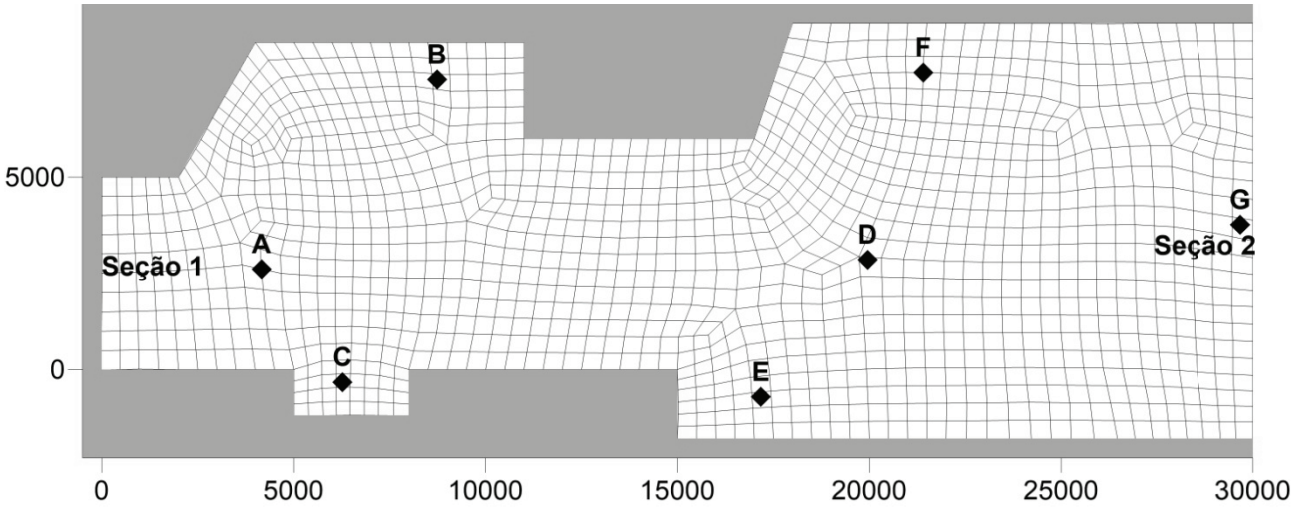


Figura 2.- Malha usada na discretização do reservatório hipotético, com a localização das estações.

RESULTADOS

Primeiramente, foi realizada a simulação da circulação hidrodinâmica, com a definição do escoamento permanente e, posteriormente, os modelos de transporte euleriano e lagrangeano, utilizados para calcular a renovação das águas, a idade da água e a função tempo de residência, foram simulados.

Nos dois experimentos, os afluentes que entram no sistema são provenientes da seção 1 e a fronteira aberta, seção 2, é responsável pela saída. No canal alinhado com o eixo *x* (experimento 1), um perfil de velocidades parabólico simétrico foi definido na seção1, com a maior velocidade, 2,7 m/s, no centro do canal (Figura 3). No cálculo do tempo de residência, foram lançadas 112138 partículas, com espaçamento de 2,0 m. A Figura 4 mostra em detalhe a formação do vórtice gerado após a reentrância.

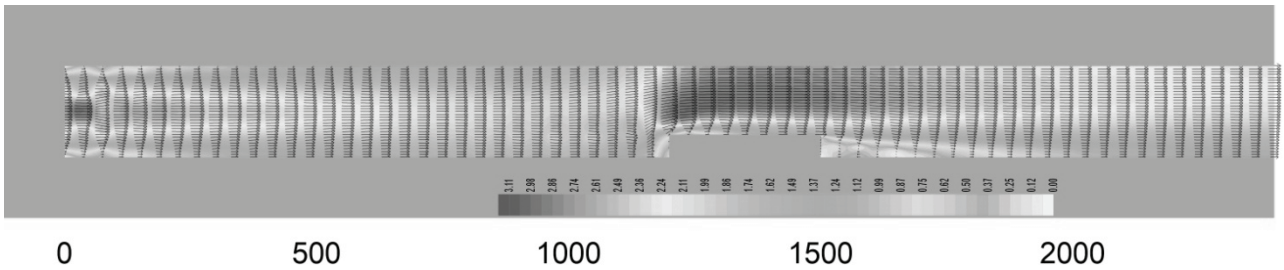


Figura 3.- Padrão de circulação usado para canal alinhado com o eixo x. A escala de corresponde ao módulo de velocidade, em m/s.

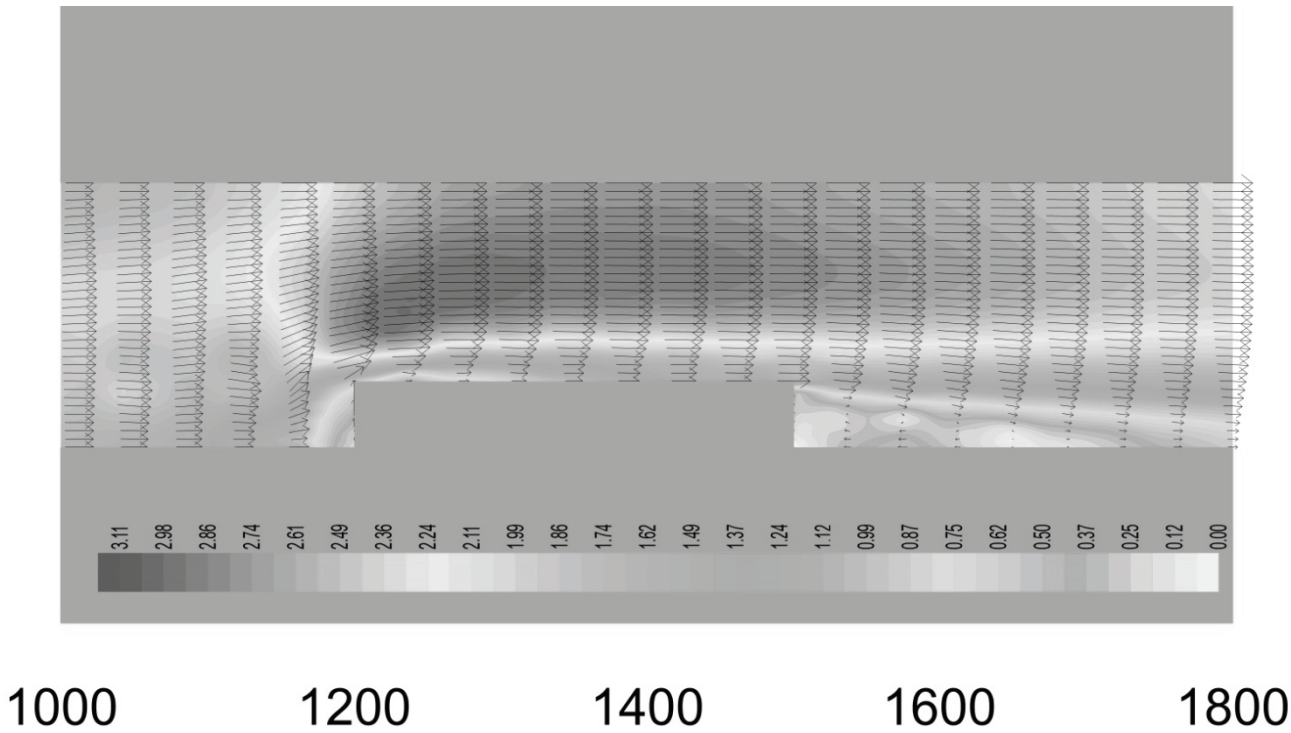


Figura 4.- Detalhe do padrão de circulação na região de recirculação. A escala de corresponde ao módulo de velocidade, em m/s.

No segundo experimento, dois cenários foram desenvolvidos. O primeiro considera um campo de velocidades uniforme de 0,1 m/s definido na seção 1 (Cenário 1) do reservatório hipotético. No segundo, além do campo de velocidades uniforme de 0,1 m/s, foi definido um campo de vento permanente e uniforme, com velocidade de 10,0 m/s e direção de 45^0 com o eixo *x* (Cenário 2) (Figura 5). A Figura 6 mostra os padrões de escoamento permanente obtidos no domínio para os dois cenários. Nos dois cenários, é possível observa as regiões com baixas velocidades; na região estrangulada, devido à diminuição da área, as velocidades são maiores. O

vento modifica o escoamento, “empurrando” a massa d’água e gerando duas novas regiões de recirculação, principalmente na parte final do reservatório. No cálculo do tempo de residência foram lançadas 84480 partículas, com espaçamento de 20,0 m.

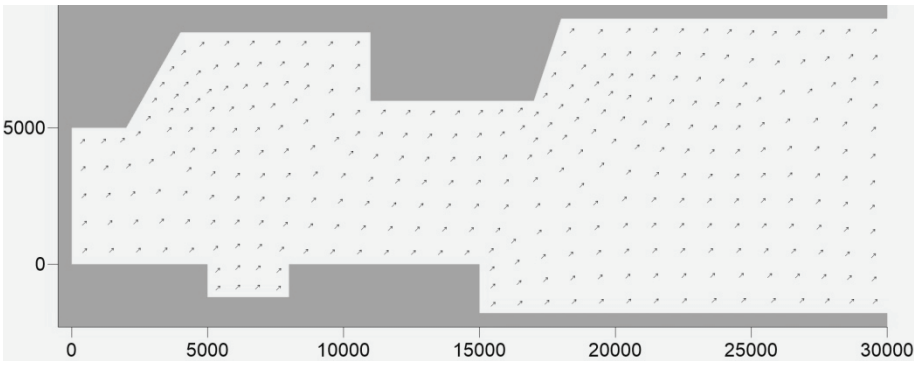


Figura 5.- Padrão de vento no reservatório hipotético – Cenário 2.

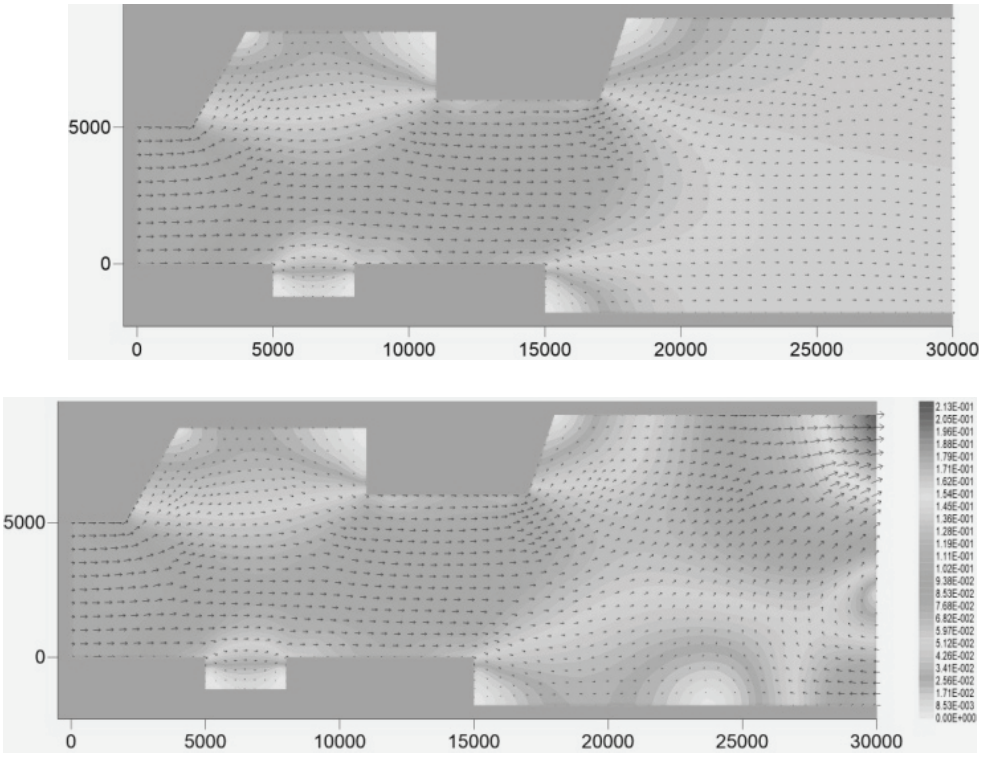


Figura 6.- Padrão de circulação no reservatório hipotético para o cenário 1 (acima) e cenário 2. A escala de corresponde ao módulo de velocidade, em m/s.

Com os resultados obtidos pelo modelo de transporte lagrangeano, é possível determinar as isolinhas do tempo de residência. Para o experimento 1 (Figura 7), é possível observa que, após a reentrância, o tempo de residência é maior, de aproximadamente 0,65 horas. No restante do canal, os valores são baixos. O tempo que uma partícula gastaria para percorrer todo o canal, com uma velocidade de 2,7 m/s é 0,25 horas; valores maiores podem indicar regiões estagnadas. O canal, que pode ser interpretado como um trecho de rio, não apresenta regiões tipicamente estagnadas, sendo possível concluir que trechos de rios retilíneos não devem apresentar problemas relacionados ao acúmulo de nutrientes. A distribuição das partículas após 10 dias de simulação pode ser observada na Figura 8; é possível observar que as partículas tendem a ficar “presas” na margem, após a reentrância.

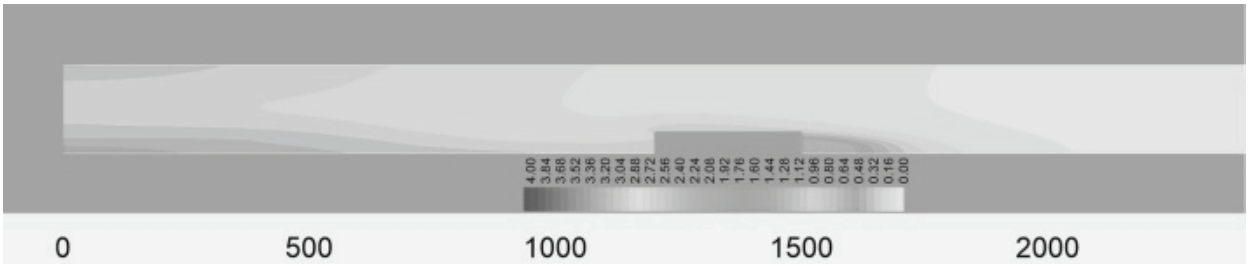


Figura 7.- Isolinhas de tempo de residência, em horas, após 10 dias de simulação.

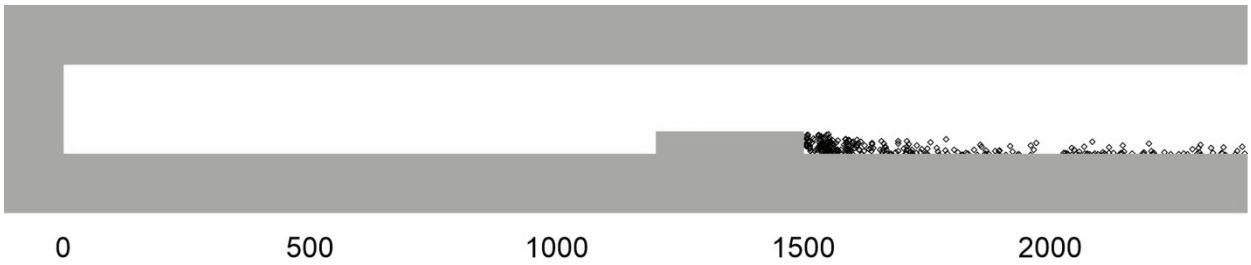


Figura 8.- Distribuição das partículas após 10 dias de simulação.

As Figuras 9 e 10 mostram os resultados obtidos para o experimento 2: isolinhas de tempo de residência e distribuição das partículas no domínio, respectivamente. Considerando o cenário 1, é possível observar a formação de regiões estagnadas, nas duas reentrâncias. Nestas regiões, o tempo de residência médio é de 233 horas. O tempo que uma partícula deveria gastar para percorrer todo o reservatório, com uma velocidade de 0,1 m/s é 83,33 horas. Sendo assim, qualquer contaminante presente nas reentrâncias terá muita dificuldade de "sair" do reservatório, favorecendo o acúmulo de nutrientes. Duas regiões com características semelhantes em relação ao comportamento hidrodinâmico são formadas: a primeira, formada pelas reentrâncias e regiões de recirculação, e a segunda, que corresponde o eixo de escoamento do reservatório hipotético. Com o vento (cenário 2), ocorre uma maior mistura, diminuindo o tempo de residência dos compartimentos do reservatório; esta diminuição é favorecida pelo aumento das velocidades advectivas, que favorecem a saída das partículas do domínio. No entanto, na reentrância localizada na direção contrária do vento, é possível observar um leve aumento no TR.

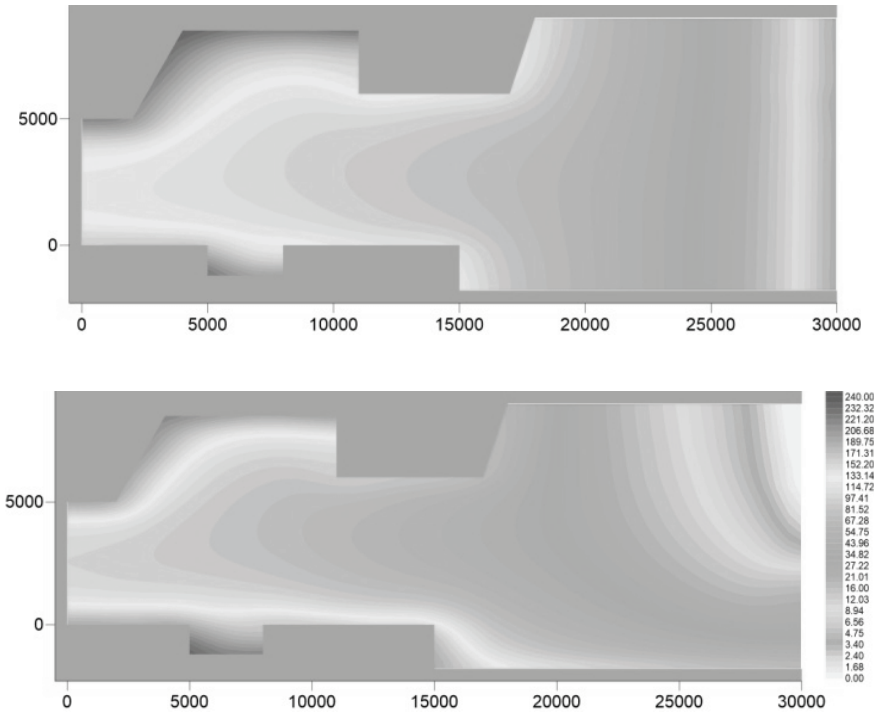


Figura 9.- Isolinhas de tempo de residência, em horas, para o cenário 1 (acima) e cenário 2, após 10 dias de simulação.

A distribuição das partículas no domínio é sensivelmente diferente para os dois cenários (Figura 10). O vento favorece a saída das partículas do domínio, formando um arco, devido à recirculação gerada no padrão de circulação nesta região (Figura 6). A circulação sem vento favorece o acúmulo de partículas logo após a maior reentrância, o que também pode ser observado no cenário de circulação com vento, mas com menor intensidade.

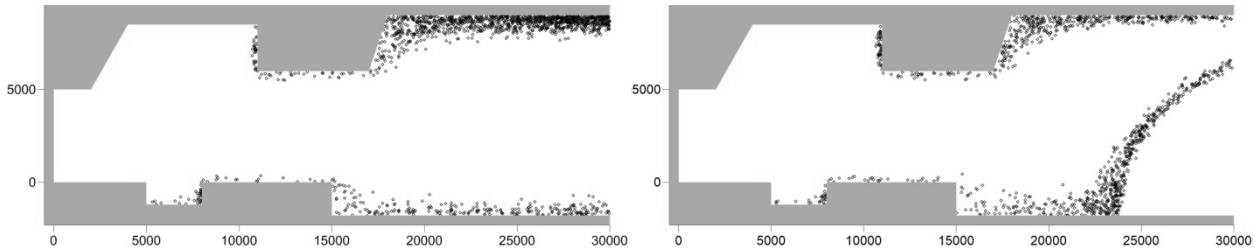


Figura 10.- Distribuição das partículas para o cenário 1 (esquerda) e cenário 2 (direita), após 10 dias de simulação.

As taxas de renovação e a idade da água indicam as diferenças encontradas em relação à capacidade de troca nos diversos compartimentos, sendo possível observar as variações espaciais e temporais em relação aos forçantes e a sua morfologia. Neste sentido, apenas os resultados para o reservatório hipotético são mostrados, considerando que, na circulação para o trecho do canal, não ocorreu variações de forçantes. Para o reservatório foram estabelecidas 7 estações designadas A, B, C, D, E, F e G, cujas as localizações, mostradas na Figura 2, caracterizam os diferentes compartimentos do reservatório.

A Figura 11 apresenta as evoluções temporais da taxa de renovação nas estações, durante 10 dias de simulação. Observa-se que, de maneira geral, as águas são renovadas mais lentamente no cenário 1, onde o único forçante é o aporte fluvial. Na estação A, localizada próxima à entrada do reservatório, com grande influência do aporte fluvial, não há diferenças entre os dois cenários. Nas outras estações, as diferenças entre as taxas de renovação no cenário sem vento (cenário 1) e com vento (cenário 2) são mínimas, mostrando a pouca influência que o vento possui sobre o processo de renovação das águas do reservatório quando comparado com o aporte fluvial. É bom lembrar que este reservatório possui uma profundidade de 8,0 m, que pode explicar a pouca influência do vento nas taxas de renovação. E em reservatórios mais rasos, o efeito do vento certamente seria maior.

Nas estações B, C e D, as diferenças entre os resultados obtidos para os dois cenários são muito pequenas; estas estações estão localizadas próximas à entrada do reservatório, o que torna a ação do vento irrelevante quando comparado com o aporte fluvial. Nas estações E e F, o vento provoca uma ligeira desaceleração no processo de renovação, o que pode indicar o empilhamento da água. A região da saída do reservatório (estação G) apresenta processos de renovação mais lentos para o cenário 2, do que as demais áreas, indicando a possibilidade dessa área estar sob o efeito de empilhamento causado pelo vento.

Comprando os dois cenários, é possível afirmar que o aporte fluvial é o forçante mais importante no processo de renovação das águas no interior do reservatório não rasos; a inclusão do vento promove um ligeiro aumento das taxas de renovação em grande parte do reservatório. É possível observar ainda o efeito do empilhamento do vento.

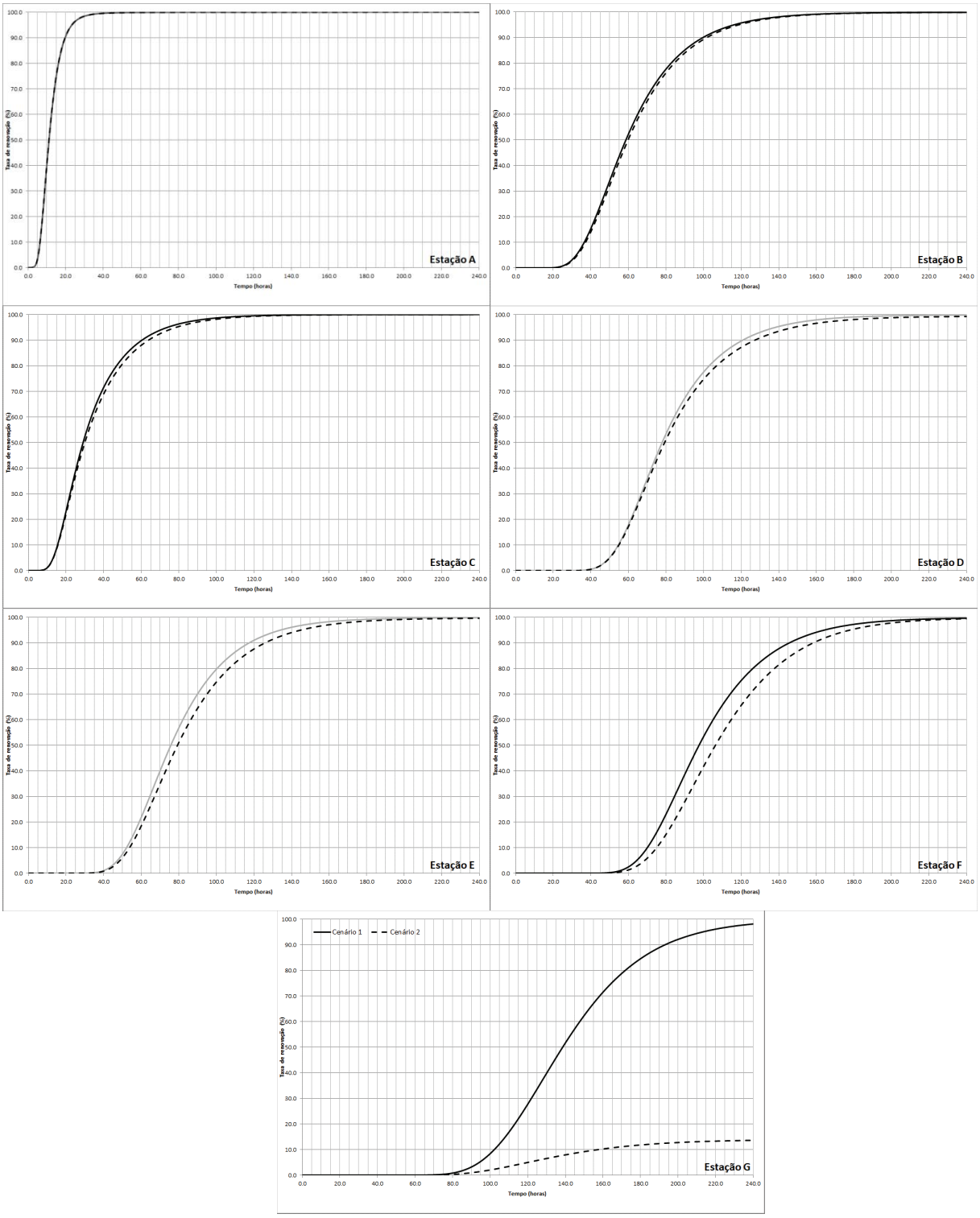


Figura 11.- Evolução temporal das taxas de renovação (%) para os cenários 1 (vazão) e 2 (vazão e vento) nas estações A, B, C, D, E, F e G.

A Figura 12 apresenta as evoluções temporais da idade da água nas sete estações. As águas apresentam idades maiores no cenário 2, ou seja, as águas ficam mais tempo sem serem renovadas. Assim, como constatado nos resultados das taxas de renovação, é possível observar que o aporte fluvial influencia o processo de troca das águas nas estações A, B, C, D, E e F, que representam os compartimentos mais internos do reservatório. A inclusão do vento parece não causar mudanças, considerando que as diferenças entre a evolução temporal da idade da água entre os cenários são mínimas. Na estação G, nota-se que a inclusão do vento como forçante aumenta a idade da água na região, o que reafirma a possibilidade da região apresentar empilhamento pelo vento.

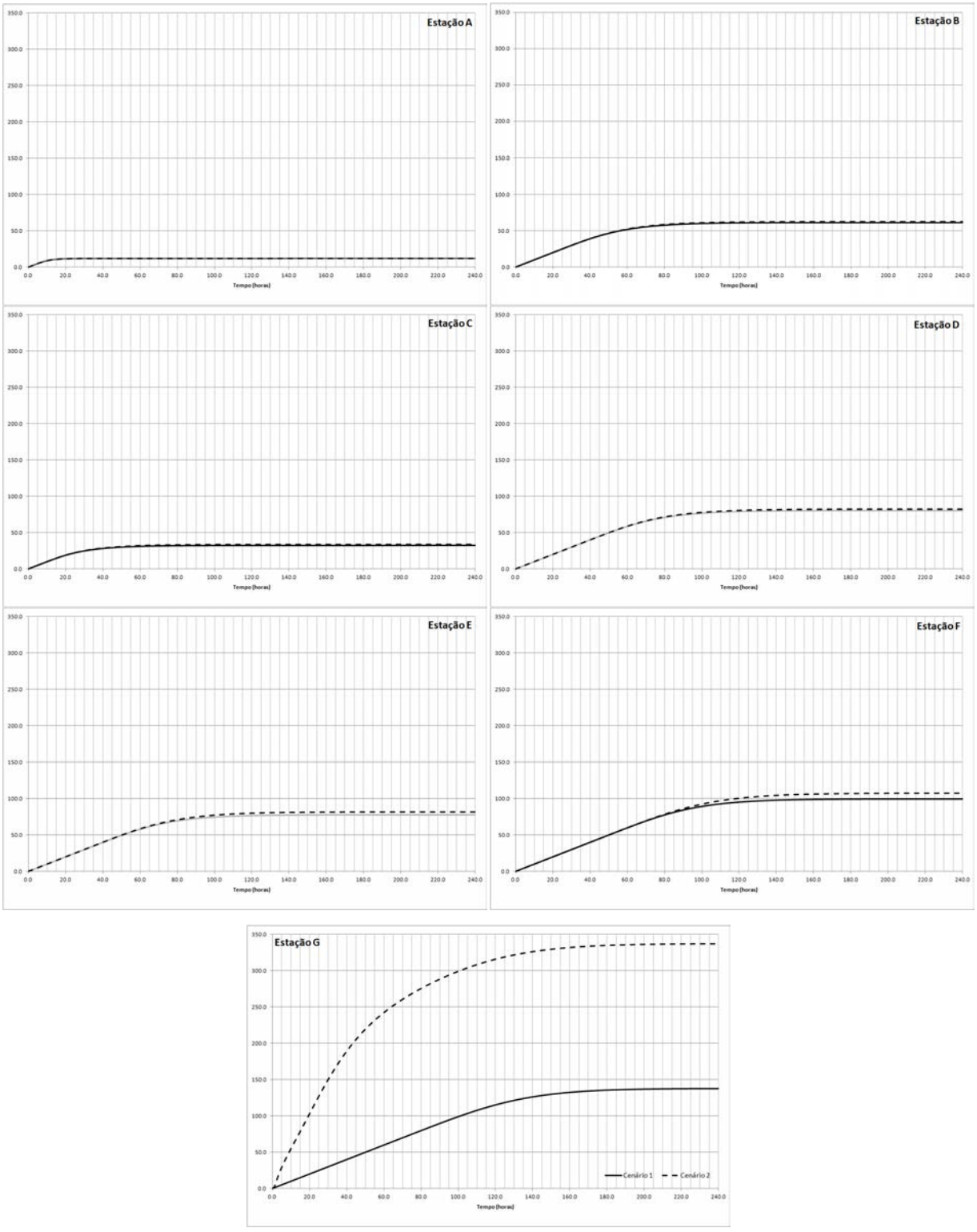


Figura 12.- Evolução temporal da idade da água (horas) para os cenários 1 (vazão) e 2 (vazão e vento) nas estações A, B, C, D, E, F e G.

Observando os resultados obtidos pelo SisBaHiA® para a distribuição espacial das taxas de renovação para todo o domínio, após 10 dias de simulação (Figura 13 e Figura 14), é possível concluir que as áreas com as menores taxas de renovação modificam quando o vento atua; com o vento, a taxa de renovação é menor; as maiores modificações são: na região próxima à estação F e região entre as estações F e G. Considerando apenas aporte fluvial, cenário 1, as regiões com menores taxas de renovação migram para a parte inferior do reservatório. Neste sentido, é possível

afirmar que a vazão fluvial tem um papel importante como forçante para garantir a renovação na entrada do reservatório, e, ainda, que o vento pouco favorece a renovação das águas no reservatório.

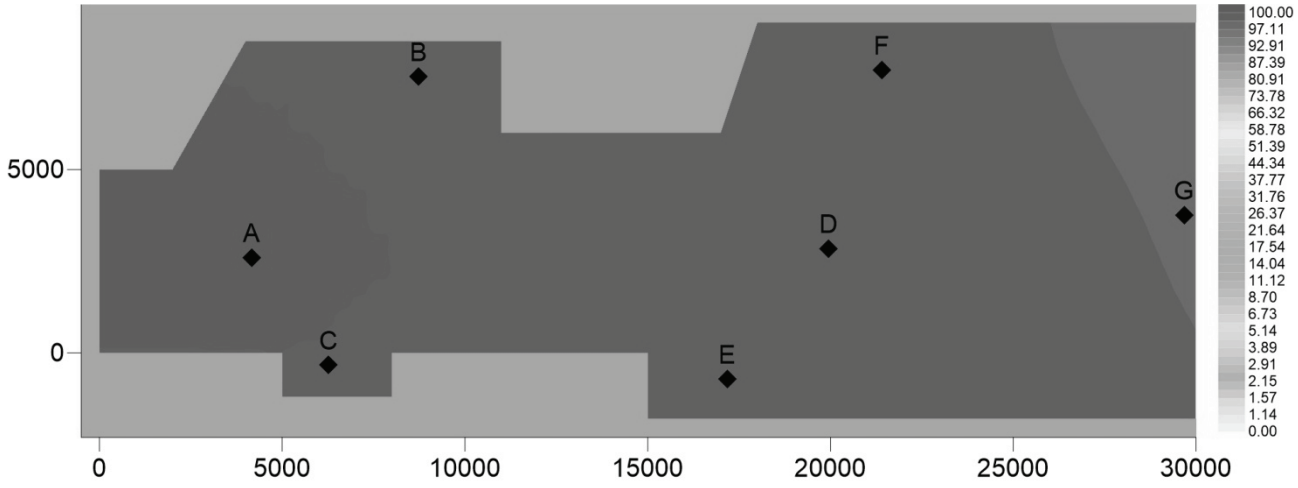


Figura 12.- Taxas de renovação (%) para o cenário 1 após 10 dias de simulação.

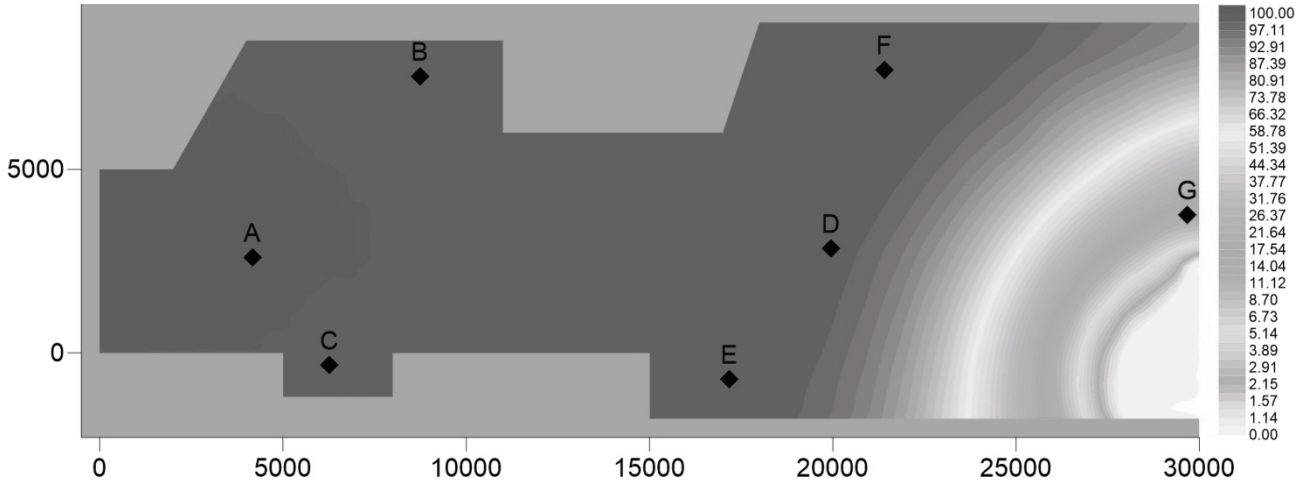


Figura 13.- Taxas de renovação (%) para o cenário 2, após 10 dias de simulação.

CONCLUSÕES

Neste trabalho foi apresentada uma aplicação dos modelos de circulação hidrodinâmica e de transporte do SisBaHiA®, em corpos d´água que apresentam distintos padrões de circulação: um canal alinhado com o eixo *x*, com uma reentrância que favorece a formação de região de recirculação, com velocidades reduzidas e em um reservatório hipotético, com algumas reentrâncias e estrangulamentos, visando analisar o processo de renovação das águas. A aplicação da técnica de modelagem computacional mostrou-se eficaz ao representar a circulação hidrodinâmica dos corpos d´água estudados; além disso, as simulações de diferentes cenários possibilitaram analisar a influência das forçantes hidrodinâmicas sobre os processos de renovação em corpos d´água.

Através dos resultados obtidos neste trabalho foi possível analisar qualitativamente e quantitativamente os processos de renovação das águas, permitindo inferir, de forma mais precisa, a dinâmica de constituintes presentes, bem como contribuir para a definição de zonas de estagnação.

Os cenários hidrodinâmicos criados se mostraram eficazes para apontar o aporte fluvial como forçantes de maior importância no processo de renovação das águas no reservatório. O vento mostrou ter pouca influência nos processos de renovação na região interna do reservatório, sendo possível observar que, em algumas regiões, a inclusão do vento no modelo modifica o processo de renovação, podendo indicar um empilhamento da água na direção do interior do reservatório.

REFERÊNCIAS

Dalazen, J. P. (2017) *Modelagem Numérica da renovação das águas no Complexo Estuarino de Paranaguá*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) – Universidade Federal do Paraná, Curitiba.

De Brye, B.; Brauwere, A.; Gougue, O.; Delhez, E. J. M.; Deleersnijder, E. (2013) "Reprint of Water renewal timescales in the Scheldt Estuary". *Journal of Marine Systems*, Vol. 128, pp. 3–16.

Grifoll, M.; Del Campo, A.; Espino, M.; Mader, J.; González, M.; Borja, A. (2013) "Water renewal and risk assessment of water pollution in semi-enclosed domains: Application to Bilbao Harbor (Bay of Biscay)". *Journal of Marine Systems*, Vol. 109–110, doi.org/10.1016/j.jmarsys.2011.07.010.

Kenov, I. A.; Garcia, A. C.; Neves, R. (2012) "Residence time of water in the Mondego estuary (Portugal)". *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, Vol. 106, pp. 13-22.

Monsen, N. E.; Cloern, J. E.; Lucas, L. V.; Monismith, S. G. (2002) "A comment on the use of flushing time, residence time, and age as transport time scales". *Limnology and Oceanography*, Vol. 47, pp. 1545-1553.

Rosman, P. C. C. (2017) Referência Técnica do SisBAHiA®. COPPE, Rio de Janeiro, Brasil.

Rovesi, F.; Rosman, P. C. C.; Harari, J. (2016) "Análise da Renovação das Águas do Sistema Estuarino de Santos usando modelagem computacional". *Ambiente & Água-An Interdisciplinary Journal of Applied Science*, Vol. 11, pp. 566-585.

Xu, P.; Mao, X.; Jiang, W. (2016) "Mapping tidal residual circulations in the outer Xiangshan Bay using a numerical model". *Journal of Marine Systems*, Vol. 154, pp. 181–191.

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

MODELO NUMÉRICO CFD PARA EL ANÁLISIS TERMODINÁMICO EN APLICACIONES DE INGENIERÍA COSTERA

Paola Elizabeth Rodríguez-Ocampo[1], Juan Carlos Alcérreca-Huerta[2], Rodolfo Silva Casarín[1] y Edgar Mendoza[1]

[1]Coordinación de Hidráulica, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad Universitaria, México.
[2]Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología – El Colegio de la Frontera Sur (CONACYT - ECOSUR), Chetumal, Quintana Roo, México
PRodriguezO@iingen.unam.mx, jcalcerreca@conacyt.mx, RSilvaC@iingen.unam.mx, EMendozaB@iingen.unam.mx

RESUMEN:

La simulación numérica de flujos multifásicos en los que se requiere un nivel de detalle elevado es fundamental para mejorar el entendimiento de procesos hidrodinámicos ante condiciones de oleaje, corrientes y flujos a superficie libre. El presente trabajo se centra en el desarrollo de un modelo CFD (*Computational Fluid Dynamics*) para el análisis termodinámico de flujos multifásicos con aplicaciones de ingeniería costera, entre las que destacan: i) descargas de agua subterránea en zonas costeras (p. ej., ojos de agua), ii) descargas de aguas residuales en el mar, y iii) descargas de agua al mar por plantas termoeléctricas, nucleoeléctricas y, más recientemente, por plantas de generación de energía por gradiente térmico oceánico (OTEC, por sus siglas en inglés). Se describe la implementación de las ecuaciones de gobierno en el modelo numérico, con énfasis en la ecuación de conservación de la energía, a partir de un software existente. Para demostrar el funcionamiento del modelo numérico, se presenta un caso simplificado que simula la descarga submarina de agua a distinta densidad y temperatura que el medio. Finalmente, se discuten las aplicaciones potenciales del modelo generado.

ABSTRACT:

The numerical simulation of multiphase flows in which a high level of detail is required is essential to improve the understanding of hydrodynamic processes under wave conditions, currents, and free-surface flows. This paper describes the development of a CFD (Computational Fluid Dynamics) model for the thermodynamic analysis of multiphase flows with coastal engineering applications such as: i) submarine groundwater discharge (e.g., submarine springs), ii) wastewater discharge in the sea, and iii) water discharge in the sea of thermoelectric or nuclear-power plants, and, more recently, of Ocean Thermal Energy Conversion (OTEC) plants. The implementation of the governing equations in the numerical model is described, with an emphasis on the energy conservation equation, from an existing software. To demonstrate the functioning of the developed numerical model, it is presented a simplified case that simulates submarine water discharge with different density and temperature than the seawater. Finally, the potential applications of the developed model are discussed.

PALABRAS CLAVES: flujo multifásico, análisis termodinámico, modelación CFD.

INTRODUCCIÓN

En estudios de Ingeniería Costera resulta fundamental el análisis de diversos procesos hidrodinámicos que involucran una alta variabilidad espacial y temporal en la dirección y velocidad de flujo, así como la interacción entre fluidos con diferentes densidades y temperaturas. Entre algunas de las aplicaciones que requieren un análisis detallado de flujos multifásicos y su comportamiento termodinámico, se puede mencionar: i) las descargas de agua subterránea en zonas costeras (p. ej., ojos de agua), ii) descargas de aguas residuales en el mar, iii) descargas de agua al mar de plantas de generación de energía como termoeléctricas o nucleoeléctricas y, más recientemente, de energía por gradiente térmico oceánico (OTEC, por sus siglas en inglés).

Debido a las implicaciones de dichas aplicaciones en el diseño y desarrollo de tecnología, y más aún los impactos ecológicos que pudieran provocar (p. ej., lo reportado en Dessne, Golmen, Banerjee, Duckers, & Blanchard (2015) respecto a la tecnología OTEC), es de vital importancia entender la interacción de los flujos multifásicos desde la perspectiva hidráulica y termodinámica simultáneamente. Esto último a fin de reducir la incertidumbre en la capacidad de predecir escenarios y proveer herramientas que permitan la toma de decisiones respecto de su manejo u operación.

El modelado numérico CFD (*Computational Fluid Dynamics*) constituye un instrumento que permite evaluar detalladamente análisis paramétricos y escenarios que definen la interacción de las variables asociadas al comportamiento termo- e hidrodinámico (Chung T. J., 2010). Se han llevado a cabo estudios de modelado numérico para simular las descargas de agua en el mar en diferentes aplicaciones, p. ej., Kim & Kim (2014) en las descargas térmicas en aguas costeras, y Tabeta, Tanabe, & Kinoshita (2007) en las descargas submarinas de agua subterránea. No obstante, se encontró la necesidad de desarrollar una herramienta CFD para el estudio detallado de estos fenómenos, ya que el software disponible actualmente no considera las variables suficientes (oleaje, gradiente de densidad, gradiente de temperatura, superficie libre, etc.) o bien, está diseñado para su aplicación a mediana y gran escala. Adicionalmente, muchos requieren de costosas licencias para su uso y su código es cerrado, por lo que no es posible visualizar cómo implementan las ecuaciones ni, por lo tanto, modificar corregir o extender el código de acuerdo a las necesidades del usuario.

El presente trabajo se centra en el desarrollo de un modelo CFD capaz de representar numéricamente el flujo multifásico considerando las variaciones térmicas y de densidades, así como la implementación de condiciones de oleaje, corrientes y flujos a superficie libre para aplicaciones en ingeniería costera. Dicho modelo es una nueva herramienta desarrollada a partir del software libre y de código abierto OpenFOAM®, por lo que puede ser mejorado y extendido en un futuro por los usuarios.

DESCRIPCIÓN DEL MODELO NUMÉRICO

OpenFOAM® fue seleccionado como la plataforma CFD de código abierto más adecuada ya que permite modificar el código de programación de acuerdo a las necesidades de simulación requeridas (OpenCFD Ltd, 2017). Para la modelación CFD, el código se basa en la programación orientada a objetos del lenguaje C++, por lo que es posible la combinación, creación o extensión de librerías dentro del código existente. Adicionalmente, se basa en el método de solución conocido como método del volumen finito (FVM) lo cual permite trabajar con mallas computacionales no estructuradas, y por lo tanto más complejas y detalladas (Ferziger and Peric, 2002).

El modelo numérico desarrollado es capaz de manejar tres fases fluidas que cuentan con distintas propiedades de densidad ρ, viscosidad cinemática υ, temperatura T, número de Prandtl Pr capacidad calorífica específica c_p. Dos de las fases son líquidas y capaces de mezclarse; la tercera fase es gaseosa y contribuye a establecer una condición de superficie libre. Para ello, se partió de un módulo (*solver*) nativo de OpenFOAM® capaz de resolver la interacción de tres fases fluidas, dos de ellas miscibles. Dicho módulo fue validado por Rodríguez-Ocampo (2016) considerando el efecto de distintos modelos de turbulencia. Se incluyeron también las ecuaciones correspondientes a la generación/absorción de oleaje a través del método de zonas de relajación presentada por Jacobsen et al., (2012). Sin embargo dichos esquemas no contemplan la temperatura de las fases fluidas ni el equilibrio térmico, por lo que la contribución consistió en añadir la capacidad de modelar la distribución de la temperatura en el sistema.

Las ecuaciones de conservación de momentum [1], conservación de masa [2], conservación de cantidades escalares [3], conservación de la fracción de volumen [4] (método VOF), y conservación de la energía [5] representan las ecuaciones de gobierno implementadas en el nuevo modelo CFD y quedan descritas en su forma conservativa y para flujo incompresible como:

$$\frac{\partial \rho \mathrm{U}}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho UU) = \nabla \cdot (\mu \nabla U) - \nabla p + \rho g \qquad [1]$$

$$\nabla \cdot U = 0 \qquad [2]$$

$$\frac{\partial \rho \phi}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho \phi U) = \nabla \cdot (D \nabla \phi) + q_\phi \qquad [3]$$

$$\frac{\partial \alpha}{\partial t} + \nabla \cdot (\alpha U) + \nabla \cdot \big(U_r \alpha (1-\alpha)\big) = 0 \qquad [4]$$

$$\frac{\partial \rho c_p T}{\partial t} + \nabla \cdot \big(\rho c_p T U\big) = \nabla \cdot (k \nabla T) + q_\phi \qquad [5]$$

donde t es el tiempo, U velocidad, μ viscosidad dinámica, p presión, g aceleración de la gravedad, ϕ cantidad escalar, D coeficiente de difusión molecular, α un campo escalar para la identificación de las distintas fases, $U_r = U_l - U_g$ velocidad relativa (donde l y g denotan la fase líquida y gaseosa respectivamente), k conductividad térmica, y q_ϕ un término fuente.

La implementación de las ecuaciones [1]-[4] a través de diferentes librerías, así como los modelos de generación/absorción de oleaje, se encuentran integrados dentro del módulo descrito por Rodríguez-Ocampo (2016). No obstante, la integración e implementación de la ecuación de conservación de la energía [5] fue requerida a fin de incluir la modelación del campo de temperatura. Al no contemplarse cambios de fase y por simplicidad del modelo, se consideró como cero el término fuente q_ϕ.

En particular, las ecuaciones [1] y [2] corresponden a las ecuaciones de Navier-Stokes, las cuales son resueltas por el modelo considerando el promedio de Reynolds, i.e. las ecuaciones RANS (*Reynolds Averaged Navier-Stokes*) (Ferziger and Peric, 2002). El método de solución por medio de las ecuaciones RANS considera la descomposición de la variable de flujo en una componente media y una fluctuante (Figura 1).

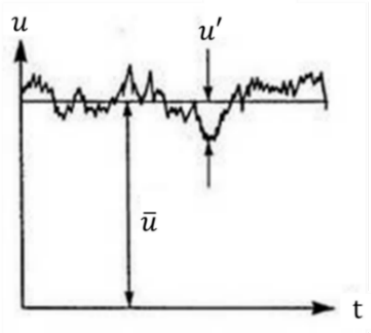


Figura 1.- Descomposición de la variable de velocidad u en su componente media y su componente fluctuante para el método de las ecuaciones RANS.

Si se considera la velocidad u como la variable de flujo, ésta se separa en su componente media $\bar{u}$ y su componente fluctuante u' y queda entonces descrita como $u(x,t) = \bar{u}(x) + u'(x,t)$, donde $x = (x,y,z)$ es la posición del vector en el instante de tiempo t (Figura 1). Por ello, la ecuación [2] de momentum queda representada en la forma mostrada en [6], con τ como el tensor de esfuerzos de Reynolds (ecuación [7]) donde μ_t es la viscosidad dinámica de remolino o turbulenta, $S = \frac{1}{2}(\nabla U + (\nabla U)^T)$ el tensor de velocidad deformación, k la energía turbulenta cinética por unidad de masa e I la delta de Kronecker.

$$\frac{\partial \rho \mathrm{U}}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho UU) = \nabla \cdot (\mu \nabla U + \rho \tau) - \nabla p + \rho g + \sigma \kappa_\alpha \nabla \alpha \qquad [6]$$

$$\tau = \frac{2}{\rho}\mu_t S - \frac{2}{3} k I \qquad [7]$$

El último término del lado derecho de la ecuación [6] es el efecto de la tensión superficial, donde σ el coeficiente de tensión superficial, κ_α la curvatura de la superficie y α la fracción de la fase. Asimismo, para obtener la interfaz entre las fases líquidas (miscibles) y la fase gaseosa, el modelo implementa el método del volumen de fluido (VOF por sus siglas en inglés) el cual rastrea los fluidos usando el campo escalar α (Hirt and Nichols, 1981). El método VOF consiste en asignar el valor de $\alpha = 0$ para la fase gaseosa y $\alpha = 1$ para la fase líquida. Los valores intermedios entre cero y uno representan la interfaz, o bien la mezcla entre las fases (Figura 2). Para ello, la distribución de α se obtiene mediante la ecuación de advección [4].

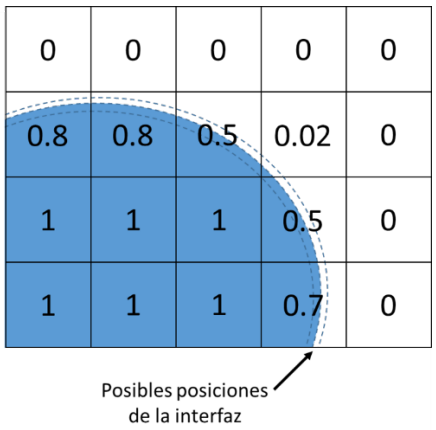


Figura 2.- Método VOF para el rastreo de fases.

El modelo también considera dos fases líquidas miscibles cuya mezcla se modela acoplando la ecuación [3]. Dicha ecuación involucra al coeficiente de difusión molecular D, el cual es la constante de proporcionalidad en la ley de Fick y representa la facilidad con la que cada soluto se mueve en el disolvente. En Sistema Internacional, D se expresa como m^2/s y varía con la temperatura, sin embargo, por razones de simplicidad del modelo, se considera que D permanece constante en el intervalo de temperaturas estudiado.

Para la el modelado del campo de temperatura por medio de la ecuación de la conservación de la energía [6], se requiere ingresar el número de Prandtl Pr y la capacidad calorífica específica a presión constante c_p de cada una de las tres fases involucradas, así como calcular la conductividad térmica k en la mezcla. El número de Prandtl es un número adimensional proporcional al cociente entre la velocidad de difusión de la cantidad de movimiento (viscosidad) y la velocidad de difusión de calor (difusividad térmica). Este número indica cómo es la efectividad de la conducción de calor en comparación a la convección. Así, para valores altos del número de Prandtl, la convección es más eficiente transfiriendo calor en comparación con la conducción y viceversa para valores bajos; p.ej., el número de Prandtl es del orden de 4-6 veces más alto en el agua que en el aire. Por otro lado, la capacidad calorífica específica, en $\frac{J}{kg \cdot K}$, es una propiedad intensiva que describe la cantidad de energía (calor) necesaria para aumentar la temperatura de un kilogramo de materia en un Kelvin. Finalmente, la conductividad térmica, en $\frac{J}{m \cdot s \cdot K}$, es también una propiedad intensiva que mide la capacidad de conducción de calor de una sustancia y se puede obtener como:

$$k = \rho v \frac{c_p}{Pr} \qquad [8]$$

Debido a que el modelo trabaja con tres fases fluidas, k se obtiene a través de un promedio pesado, de acuerdo a la fracción de cada fase en la celda estudiada, como se muestra en la ecuación [9]:

$$k = \alpha_1 \rho_1 v_1 \frac{c_{p1}}{Pr_1} + \alpha_2 \rho_2 v_2 \frac{c_{p2}}{Pr_2} + \alpha_3 \rho_3 v_3 \frac{c_{p3}}{Pr_3} \qquad [9]$$

Por su parte, la capacidad calorífica específica para la mezcla $\rho * c_p$, así como el flujo de calor $\rho * \varphi * c_p$, se obtienen respectivamente como:

$$\rho * c_p = \alpha_1 \rho_1 c_{p1} + \alpha_2 \rho_2 c_{p2} + \alpha_3 \rho_3 c_{p3} \qquad [10]$$

$$\rho * \varphi * c_p = \alpha_1 \varphi \rho_1 c_{p1} + \alpha_2 \rho_2 \varphi c_{p2} + \alpha_3 \rho_3 \varphi c_{p3} \qquad [11]$$

En el modelo desarrollado, las ecuaciones [9], [10] y [11] representan los términos asociados al laplaciano, la derivada parcial con respecto al tiempo y la divergencia respectivamente de la ecuación de conservación de la energía [5].

La implementación de las ecuaciones de gobierno en la nueva herramienta o *solver* en OpenFOAM® se puede resumir en los siguientes pasos: i) creación de los archivos y librerías a partir de *solvers* preexistentes en OpenFOAM®, ii) modificación del modelo de transporte para incluir los parámetros de la conductividad térmica $\boldsymbol{k}$, la capacidad calorífica específica $\boldsymbol{c_p}$ y el número de Prandtl $\boldsymbol{Pr}$ para cada fase, iii) integración de la ecuación de conservación de la energía en el código, y iv) adición de los módulos de generación/absorción de oleaje en el código.

SETUP DEL MODELO NUMÉRICO

Para demostrar el funcionamiento del modelo generado, se plantea un caso simplificado que representa la descarga de agua en el fondo marino (Figura 3). Para efectos de simplificación de las variables involucradas en la modelación CFD, este caso se resuelve considerando el plano x-y, mientras que la resolución en el eje-z considera el empleo de condiciones de frontera tipo "empty" que anulan el cálculo de velocidades en dicha dirección. Asimismo, se consideró un modelo algebraico (*Zero-equation model*) de turbulencia; sin embargo, cabe señalar la capacidad del modelo de realizar simulaciones tridimensionales y considerando diferentes modelos de turbulencia tipo RAS (*Reynolds Average Simulation*) o LES (*Large Eddy Simulation*).

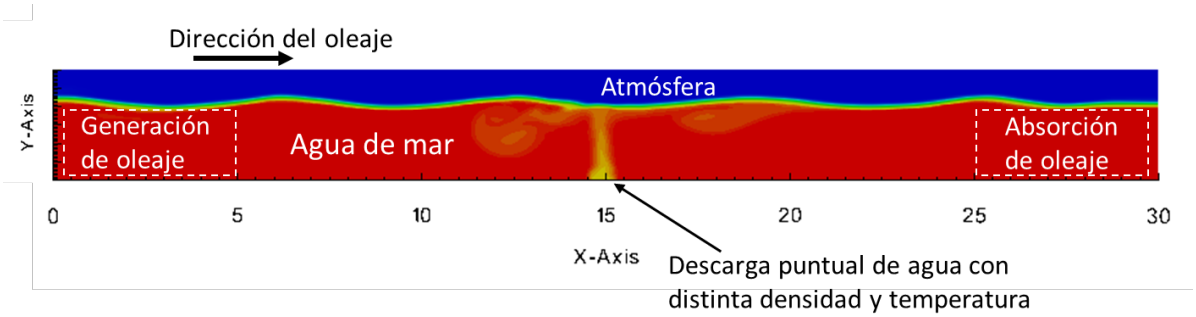


Figura 3.- Esquema del caso simulado con el modelo numérico generado.

El dominio computacional es descrito por un canal de oleaje de $\boldsymbol{30\,m}$ de largo y $\boldsymbol{3\,m}$ de alto, fondo horizontal y condición de descarga puntual de agua al centro del canal con velocidad de $\boldsymbol{0.2\,m/s}$ en dirección vertical y sentido ascendente. La Tabla 1 muestra un resumen de las características de la malla, ejes, aceleración de la gravedad y velocidad de la descarga submarina.

Tabla 1.- Datos ingresados para el caso de simulación.

	Dominio y malla		Aceleración de la gravedad	Descarga submarina (0.8 m de largo)
Dirección	Dimensión (m)	Número de celdas	Aceleración (m/s^2)	Velocidad (m/s)
x	30	357	0	0
y	3	60	-9.81	0.2
z	0.1	1	0	0

El nivel del agua considera una profundidad $d = 2\,m$ y densidad de $1030\,kg/m^3$ para representar el agua de mar. Respecto al campo de temperatura, se establece una condición inicial de $25\,°C$ dentro del dominio. En la frontera asociada a la descarga submarina, se asigna la temperatura de salida de $35\,°C$ y una densidad de $1000\,kg/m^3$. Las propiedades intensivas mostradas en la Tabla 2 son parámetros exigidos por el modelo para cada fase fluida y se consideran constantes a lo largo de toda la simulación. Asimismo, se establece una zona de generación de oleaje en el extremo izquierdo del dominio y una zona de absorción en el

extremo derecho. Para este caso se considera un tren de oleaje regular con altura de ola $H = 0.1\ m$, y período de oleaje de $T = 4\ s$ aunque existe la posibilidad de ingresar oleaje irregular. La Tabla 3 muestra las características del oleaje para el caso simulado. Se consideró un tiempo de simulación de 30 segundos, tiempo en el cual se observa la descarga de agua con distinta densidad y temperatura al medio, la propagación del oleaje y la mezcla entre las fases líquidas.

Tabla 2.- Propiedades intensivas de las fases modeladas en el caso de simulación.

Propiedad	Fase 1 (aire)	Fase 2 (agua)	Fase 3 (agua)
Densidad (kg/m³)	1	1030	1000
Viscosidad cinemática (m²/s)	1.48x(10)^(-5)	1x(10)^(-6)	1x(10)^(-6)
Tensión superficial (N/m)	0.05		
Coeficiente de difusión molecular (m²/s)		1.26x(10)^(-9)	
Temperatura (K)	298	308	298
Capacidad calorífica específica (J/kg*K)	1045.2	1433.4	1433.4
Número de Prandtl (1)	0.87	3.37	3.37

Tabla 3.- Propiedades del tren de oleaje regular introducido en la simulación.

Tipo	Tren de oleaje regular
Teoría de oleaje	Lineal
Periodo T (s)	4
Altura de la ola H (m)	0.1
Profundidad h (m)	2
Tiempo de simulación (s)	30

RESULTADOS

La Figura 4 muestra la distribución de las fases (alpha) en términos de su densidad después de 20 segundos de simulación. En azul se muestra la fase gaseosa (i.e. aire), en rojo la fase líquida con densidad de $1030\ kg/m^3$ (agua salada) y en amarillo la fase líquida con densidad de $1000\ kg/m^3$ (agua dulce) así como su mezcla en tonos naranja. La interfaz aire/agua se muestra como una franja en tonos amarillos y verdes que delimita la superficie libre del agua afectada por el tren de oleaje incidente en dirección del eje-x (sentido izquierda a derecha).

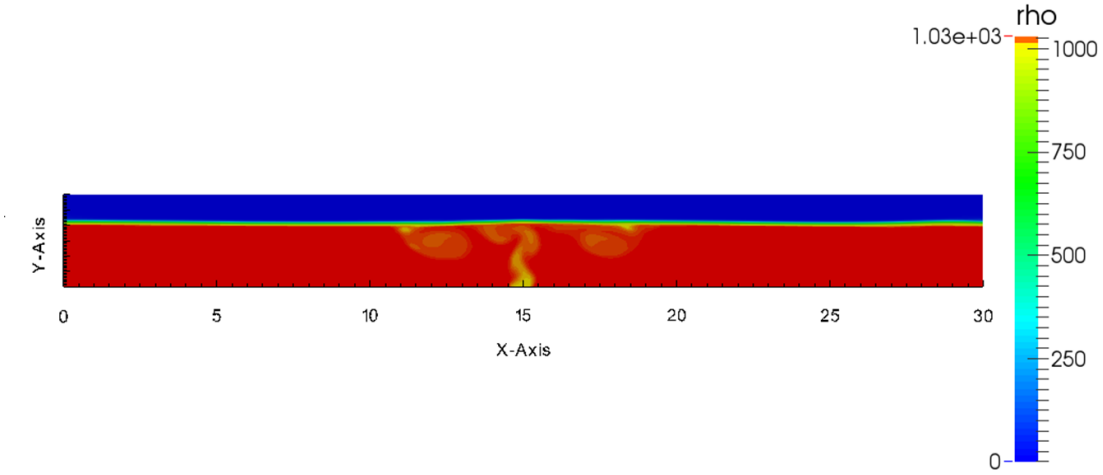


Figura 4.- Distribución de densidades asociadas a cada una de las fases fluidas, después de 20 s de simulación.

Como consecuencia de la descarga de agua con menor densidad que la del medio, se observa el efecto de la flotabilidad formando una capa cercana a la superficie libre donde se produce la mezcla de las fases

líquidas particularmente soportado por la presencia de la superficie libre. Dicho efecto, sumado a la perturbación en el campo de velocidad que produce el tren de oleaje, genera la formación de remolinos (Figura 5) cuyo comportamiento es dependiente del modelo de turbulencia, para lo que un proceso de validación sería necesario.

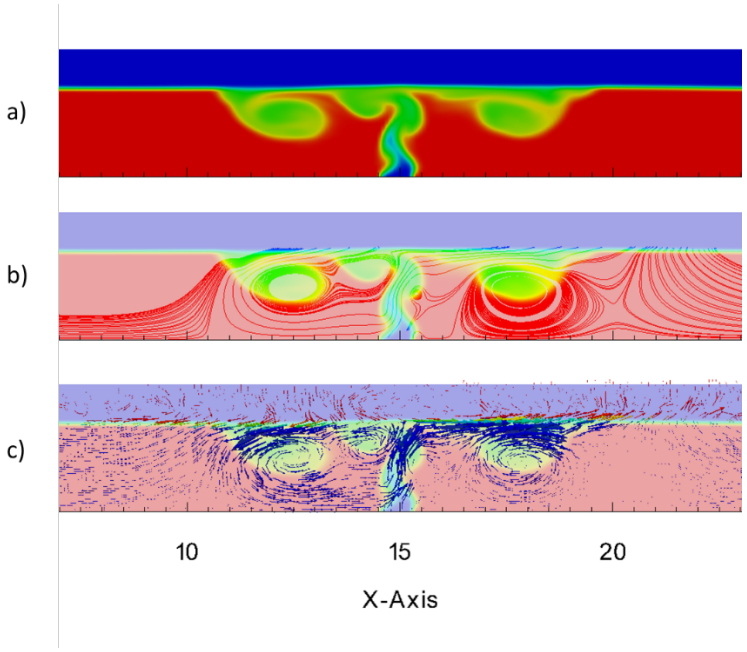


Figura 5.- Formación de remolinos y la pluma cercana a la superficie libre después de $\mathbf{20}\ \boldsymbol{s}$ de simulación, por efecto de la descarga de agua con menor densidad y mayor temperatura que el medio. En a) se muestran las 3 fases fluidas en rojo y azul y la mezcla en verde y amarillo, en b) las líneas de flujo para las fases líquidas y en c) los vectores del campo de velocidad para las tres fases.

La Figura 6 muestra la distribución del campo escalar de temperatura, la cual se asume igual tanto para la fase líquida como para la gaseosa en el tiempo cero. La descarga, por su parte, ingresa con una temperatura mayor a la del medio.

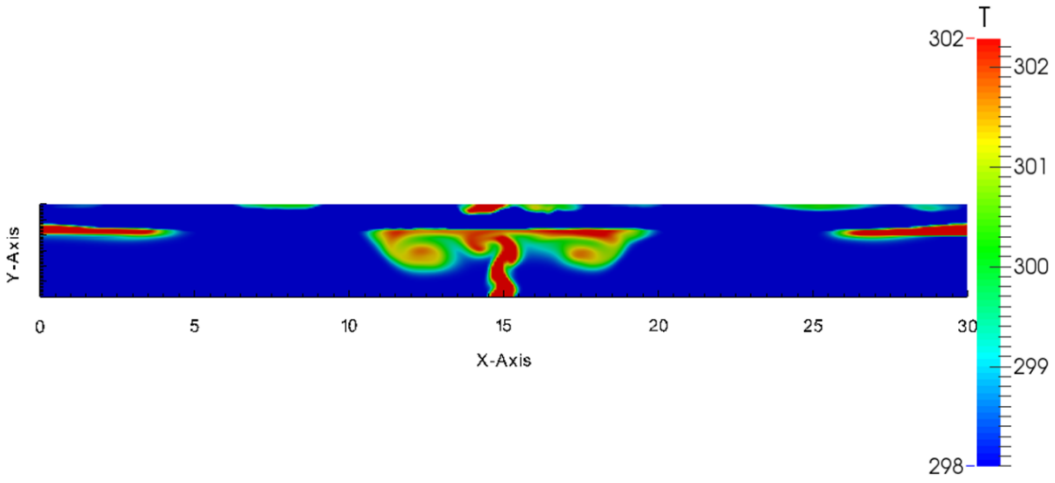


Figura 6.- Distribución del campo de temperatura $\boldsymbol{T}$, en Kelvin, después de $\mathbf{20}\ \boldsymbol{s}$ de simulación.

En general, se observa que la distribución del campo escalar de la fase que ingresa a través de la descarga en el mar, sigue un patrón similar a la del campo escalar correspondiente a la temperatura de dicha fase, tal como se esperaba. Cabe señalar que el estudio del equilibrio térmico se centra en las fases líquidas, por lo que se toma como aceptable igualar la condición inicial de temperatura entre la fase gaseosa y las fases líquidas.

En las zonas de generación y absorción de oleaje se produce un error conferido a los métodos de solución preexistentes en OpenFOAM® y no a la implementación de la ecuación de la energía como tal. Sin embargo, la temperatura se mantiene en el rango esperado durante toda la simulación y no se producen picos o influencia al interior del dominio computacional debido a esto. Una alternativa para disminuir potenciales afectaciones por las alteraciones de temperatura en las zonas de relajación podría consistir en el establecimiento de un dominio más largo.

DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

Próximos pasos de investigación recaerían en validar el modelo numérico a través de experimentos representativos de laboratorio, que permitan comparar la distribución del campo escalar de la temperatura y densidad. De esta forma se podría estimar el error y detectar limitantes del modelo. Asimismo, el desarrollo y calibración con un caso de estudio real in-situ es fundamental a fin de comparar con las mediciones obtenidas en campo y establecer los beneficios potenciales de implementar un modelo numérico de detalle. Con ello, el modelo desarrollado podría ser implementado en la simulación a detalle de procesos de ingeniería costera que involucren factores como oleaje, corrientes, turbulencia, y la descarga submarina de un fluido con diferente densidad y temperatura. Cabe señalar que un factor que puede influir notablemente en los resultados del comportamiento del flujo es el modelo de turbulencia elegido, por lo que se debe tomar en cuenta el efecto de éste en las simulaciones.

Es fundamental considerar las limitaciones y suposiciones que el modelo plantea y que pueden ser optimizadas en futuros trabajos. Algunas de estas consideraciones hechas en el modelo numérico son:

i. Los términos fuentes en las ecuaciones de conservación de masa, escalares y energía son considerados como cero al tratarse de una primera aproximación, por lo que no se contemplan cambios de fase (p.ej., ebullición/condensación). De esta forma, el rango de temperaturas entre el medio y el fluido de entrada debe ser establecido a fin de no sobrepasar los límites de aplicación del modelo. Un estudio que podría implementarse a futuro es la adición de los términos fuentes y así ampliar el alcance del modelo aquí presentado.
ii. La fase gaseosa es considerada como incompresible ya que éste se mueve a velocidades relativamente bajas, esto es, un número de Mach inferior a 0.3, por lo que teóricamente es aceptable esta simplificación.
iii. El coeficiente de difusión molecular se asume como constante a pesar de que éste es dependiente de la temperatura. Esto es posible ya que los rangos de temperatura para los cuales está concebido el modelo son relativamente bajos para influir de manera notoria en este valor. Lo mismo sucede con la viscosidad cinemática. Sin embargo, ahora que se ha implementado la ecuación de la energía, podrían refinarse estos valores a través de un modelo donde se establezca su dependencia con la temperatura.

A pesar de que el modelo numérico aquí descrito ha sido pensado para su aplicación con fines de ingeniería en los procesos costeros que involucran descargas de agua en el mar, existe la posibilidad de emplearlo para explorar otros procesos relacionados con la hidráulica y la termodinámica, p. ej., algunos procesos naturales, la mezcla entre sustancias, la dinámica de estuarios, entre otros.

AGRADECIMIENTOS

La primera autora agradece al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología de México, CONACyT, por el apoyo económico brindado para la realización de los estudios de doctorado, durante los cuales se desarrolló el trabajo aquí presentado. Se agradece también a la Facultad de Ingeniería de la UNAM, al Instituto de Ingeniería-UNAM, así como al Centro Mexicano de Innovación en Energía del Oceano, CEMIE-O.

REFERENCIAS

Chung T. J. (2010). "Computational Fluid Dynamics", 2nd ed. Cambridge University Press, University of Alabama, Huntsville.

Dessne, P., Golmen, L., Banerjee, S., Duckers, L., Blanchard, R. (2015). "Otec Matters". University of Boras.

Ferziger, J.H., Peric, M. (2002). "Computational Methods for Fluid Dynamics", 3rd ed, Vasa. Springer. doi:10.1016/S0898-1221(03)90046-0

Hirt, C.W., Nichols, B.D. (1981). "Volume of fluid (VOF) method for the dynamics of free boundaries". J. Comput. Phys. 39, 201–225. doi:10.1016/0021-9991(81)90145-5

Jacobsen, N.G., Fuhrman, D.R., Fredsøe, J. (2012). "A wave generation toolbox for the open-source CFD library: OpenFoam". Int. J. Numer. Methods Fluids 1073–1088. doi:10.1002/fld

Kim, J., Kim, H.-J. (2014). "Numerical Modeling of Thermal Discharges in Coastal Waters", *International Conference on Hydroinformatics*. CUNY Academic Works.

OpenCFD Ltd (2017). "OpenFOAM. The open source CFD toolbox", *[WWW Document]*. URL https://www.openfoam.com/ (accessed 2.26.18).

Rodríguez-Ocampo, P.E. (2016). "Modelación numérica de flujos multifásicos: interacción del oleaje con descargas submarinas de agua dulce". *Tesis*. UNAM, Mexico.

Tabeta, S., Tanabe, N., Kinoshita, T. (2007). "Fundamental study on the behaviour of submarine groundwater discharged into the Coastal Sea". Ocean. 2006 - Asia Pacific 1–5. doi:10.1109/OCEANSAP.2006.4393886

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

A INATIVAÇÃO DE *ESCHERICHIA COLI* E O COMPORTAMENTO FÍSICO-QUÍMICO DA ÁGUA EM UM EQUIPAMENTO TIPO JATO CAVITANTE

Maiara P Assis Gratieri, Thais V Omido, Ana I B Genovez e José Gilberto Dalfré Filho
Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Unicamp, Brasil
dalfre@fec.unicamp.br

RESUMO:

A inativação de bactérias patogênicas na água é essencial para a saúde pública. O fenômeno da cavitação para a inativação de bactérias é uma alternativa promissora. Porém, são necessários estudos laboratoriais para obtenção de informação a respeito da eficiência de inativação e do comportamento físico-químico das amostras. O objetivo deste estudo foi avaliar a influência da geometria dos bocais na inativação de *Escherichia coli* utilizando o equipamento tipo jato cavitante com três configurações de bocais diferentes - bocal cônico de 132º, bocal cônico de 20º e bocal circular. A configuração que apresentou melhor resultado foi com o bocal cônico de 132º, orifício de diâmetro 2.00 mm, em que a taxa de inativação de 65.0% foi obtida no tempo de 2700 segundos. Mais estudos se fazem necessários para aumentar a eficiência de inativação, inclusive combinando com outras técnicas de tratamento.

ABSTRACT:

Pathogenic bacteria inactivation in water is essential for public health. The phenomenon of cavitation can be used for this purpose and it is a promising alternative. However, laboratory tests have to be carried out in order to obtain information about the physical-chemical behavior of the samples. The objective of this study was to evaluate the influence of the nozzle geometry on *Escherichia coli* inactivation using a cavitating jet apparatus with three different testing configurations - 132º conical nozzle, 20º conical nozzle and circular nozzle. The best results were achieved using the 132º conical nozzle, with an orifice diameter of 2.00 mm, in which 65.0% of the bacteria were inactivated in 2700 seconds. Further studies are needed to increase inactivation efficiency, even combining it with other treatment techniques.

PALAVRAS-CHAVE: cavitação hidrodinâmica, jato cavitante, inativação de bactérias.

INTRODUÇÃO

As *Escherichia coli* são bactérias que podem ser encontradas nos intestinos de animais de sangue quente. Portanto, indicam contaminação fecal quando encontradas em água. Para o abastecimento humano, é crucial eliminar patógenos da água a ser utilizada (Ministério da Saúde, 2005).

Cavitação é o fenômeno de vaporização de um líquido, quando a pressão no interior desse líquido decresce até o valor da pressão de vapor, mantida a temperatura constante. Ao que as pressões aumentam, as bolhas formadas durante a vaporização implodem, gerando ondas de pressão de magnitude superior a 69 GPa e micro jatos com velocidades superiores a 100 m/s são produzidos e propagados pelo líquido. Entre as diversas formas de produzir cavitação, citam-se o método hidrodinâmico, o ultrassônico, o homogeneizador de altas pressões e o homogeneizador de altas velocidades.

Estudos como Jyoti e Pandit (2001) e Dular et al. (2015) mostram que a cavitação é viável para a desinfecção de água. No estudo de Jyoti e Pandit (2001), foram feitos testes para desinfecção de águas de poços utilizando diferentes formas de gerar cavitação, chegando a resultados de desinfecção de até 92%, tendo a cavitação hidrodinâmica como o método de maior eficiência energética. Dular et al. (2015) estudaram os efeitos da cavitação hidrodinâmica na remoção de poluentes da água, incluindo fármacos e bactérias, e concluíram que possível aplicar os experimentos laboratoriais ao tratamento de água. Azuma et al. (2007) e Mezulea et al. (2009) mostram que a cavitação é eficiente na inativação de *Escherichia coli* em água, apresentando resultados de inativação de 100% e 75%, respectivamente.

Ainda, Kalumuck et al. (2003), Assis et al. (2013), Dalfré Filho et al. (2015a) e Dalfré Filho et al. (2015b) apresentam o equipamento tipo jato cavitante como uma das diversas maneiras de gerar a cavitação hidrodinâmica. O jato cavitante é uma das técnicas da cavitação hidrodinâmica que apresenta resultados mais eficientes que outras técnicas, como a cavitação ultrassônica (Tiehm, 2001). O equipamento tipo jato cavitante, que é compacto e econômico, permite variar a pressão e a geometria dos bocais, de maneira a encontrar uma condição ótima de operação para a inativação de bactérias e ou compostos persistentes.

O objetivo deste estudo foi avaliar a influência da geometria dos bocais de um equipamento tipo jato cavitante na inativação de *Escherichia coli*, analisando a contaminação de água.

MATERIAIS E MÉTODOS

A instalação experimental construída no Laboratório de Hidráulica e Mecânica dos Fluidos da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, Unicamp, Brasil, pode ser vista na figura 1. Ela consiste de uma bomba de deslocamento positivo de alta pressão e baixa vazão que recircula 40.00×10^{-3} m^3 de água a ser tratada. Na saída da bomba há uma válvula reguladora de pressão, monitorada por um transdutor de pressão ((HBM-K-P8AP-231B-17A5; range 0-20 MPa; precisão ±0.1%). Uma tubulação de diâmetro (Ø) 12.70 mm conduz a água até um bocal de aço inoxidável que se encontra dentro do reservatório de inativação. As geometrias de bocais e diâmetros são apresentados em Dalfré Filho e Genovez (2008), como segue: bocais cônicos de 20º e 132º e um bocal circular, com orifício de diâmetro (D) 2.00 mm.

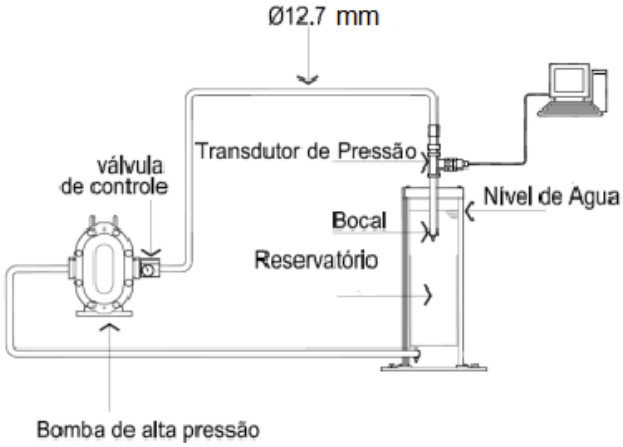


Figura 1.- Esquema do equipamento. Adaptado de Dalfré Filho et al. (2015a).

A pressão dos testes foi mantida em 4.00 MPa , com uma vazão de 1.47×10^{-4} m³/s. A bactéria não patogênica *Escherichia coli* foi utilizada para os testes microbiológicos. O método Colilert® foi utilizado para a contagem de células viáveis da bactéria, em amostras retiradas a cada 900 s de teste, até o tempo total de 2700 s, utilizando o método aprovado pela USEPA (*United States Environmental Protection Agency*), incluso no *Standard Methods for Examination of Water and Wastewater Manual* (Rice et al., 2017). Todas as amostras (T0, T900, T1800 e T2700) foram testadas sem diluição e nas concentrações 10^{-1} e 10^{-2}. Os resultados foram analisados depois de 24 horas de incubação, a 35°C.

Adicionalmente, foram avaliados os parâmetros físico-químicos das amostras ao longo dos ensaios, de acordo com as resoluções brasileiras do Conselho Nacional do Meio Ambiente, CONAMA 357/2005 e 430/2011, que estabelecem padrões mínimos para lançamento de efluentes. Os ensaios realizados foram de oxigênio dissolvido, pH, turbidez, condutividade e cor aparente. A temperatura foi medida ao longo dos testes. Foram utilizados os seguintes equipamentos: termômetro digital Minipa MT-600, oxímetro portátil Alfakit, pHmetro Thermo Orion modelo 410A+, turbidímetro HACH 2100N, condutivímetro Micronal B330 e espectrofotômetro Hach DR/4000U método 1670.

RESULTADOS E ANÁLISES

A figura 2 mostra o esquema de um jato cavitante.

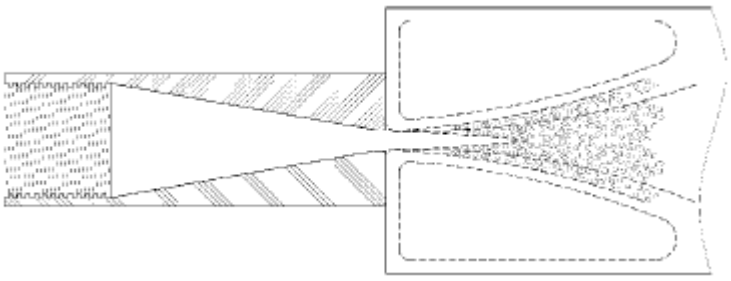


Figura 2.- Formação do jato cavitante (Tullis, 1989).

O índice de cavitação (σ) para um jato é dado pela equação 1.

$$\sigma = \frac{2(P_e - P_v)}{\rho V^2} \qquad [1]$$

em que P_e é a pressão do jato, P_v é a pressão de vapor, ρ é a massa específica e V é a velocidade média do jato. Para os valores de massa específica e a pressão de vapor, respectivamente, 997,05 kg/m³ e 3,2 kPa, o valor do índice de cavitação dos ensaios é de $\sigma = 3{,}66$. O estudo emprega

organismos vivos, desta forma os resultados obtidos apresentam tendências diversas, figura 3. A figura 3 mostra os resultados obtidos ao final dos testes para o bocal cônico de 132° (inativação de 65.0%), para o bocal cônico de 20° (inativação de 64.0%) e para o bocal circular (inativação de 61.9%). Considerando-se o desempenho ligeiramente melhor do bocal cônico de 132° e que Dalfré Filho e Genovez (2008) evidenciam maior eficiência deste tipo de geometria de bocal no desenvolvimento da cavitação, considerou-se que esta é a geometria mais adequada.

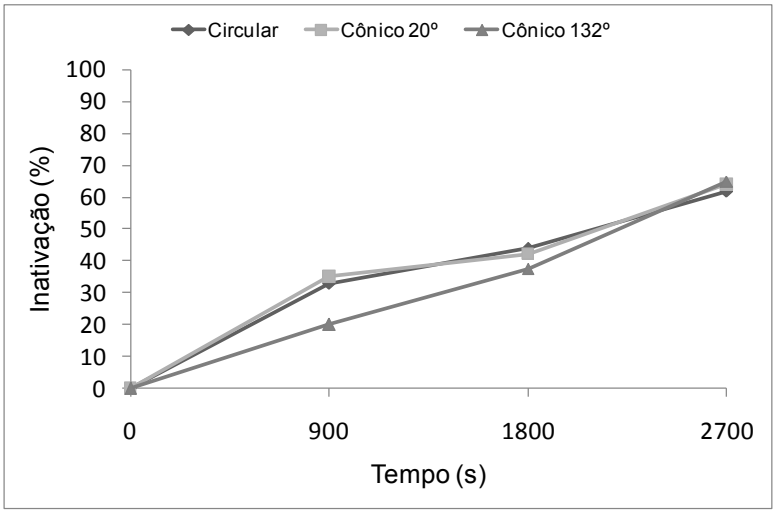


Figura 3.- Inativação para diferentes geometrias, à pressão 4.00 MPa.

Nas figuras 4, 5, 6, 7, 8 e 9 mostram-se os resultados das análises físico-químicas realizadas. Para fim de comparação com os resultados obtidos nas análises, a tabela 1 apresenta os padrões mínimos das resoluções CONAMA 430/2011 e 357/2005 para lançamento de efluentes. As classes indicadas na tabela 1 referem-se ao enquadramento do corpo de água doce receptor do efluente.

Tabela 1.- Padrões estabelecidos pelas resoluções CONAMA 430/2011 e 357/2005 para lançamento de efluentes.

Parâmetros	**Padrão para lançamento de efluentes**			
	Classe 1	**Classe 2**	**Classe 3**	**Classe 4**
Temperatura	Inferior a 40º C	-	-	-
Oxigênio dissolvido	Superior a 6 mg/L	Superior a 5 mg/L	Superior a 4 mg/L	Superior a 2 mg/L
pH	6 a 9	6 a 9	6 a 9	6 a 9
Turbidez	Inferior a 40 NTU	Inferior a 100 NTU	Inferior a 100 NTU	-
Condutividade	-	-	-	-
Cor aparente	-	-	-	-

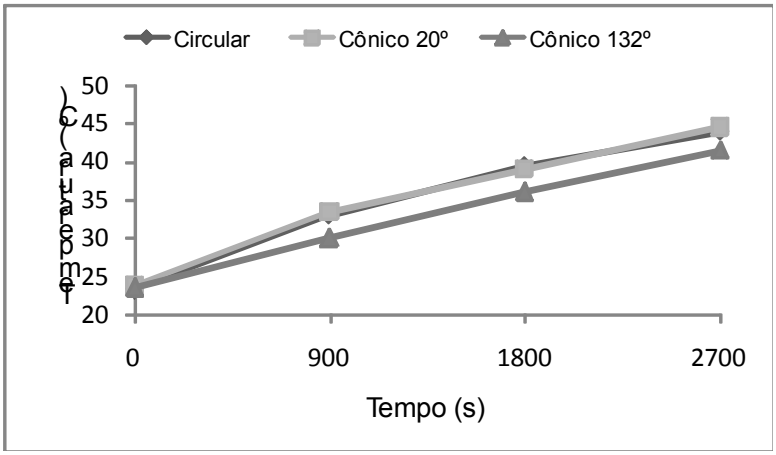


Figura 4.- Variação da temperatura durante os testes.

Analisando os resultados da variação de temperatura nos ensaios apresentados na figura 4, é possível perceber um aumento de temperatura durante o teste para todos os ensaios. Em todos os casos, a temperatura aumentou em mais de 15 graus até o fim dos testes, sendo que as maiores temperaturas foram obtidas com o bocal cônico 20º. Neste caso, a temperatura ao final do teste foi de 45ºC, o que pode influenciar na inativação de bactérias. Pela resolução CONAMA 430/2011, a temperatura máxima para lançamento de efluentes é de 40ºC. Ao final dos testes, as configurações apresentaram valor muito próximo ou superior ao limite. Porém, o efluente pode ser mantido em temperatura ambiente até atingir a temperatura exigida para o lançamento, após o tratamento.

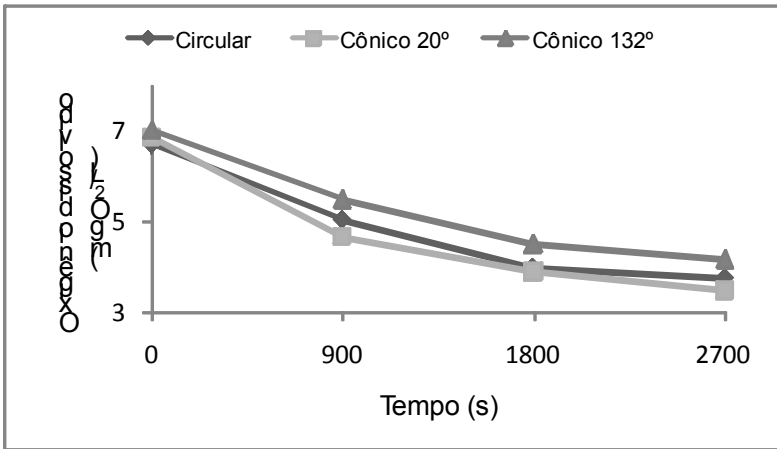


Figura 5.- Variação da quantidade de oxigênio dissolvido durante os testes.

A figura 5 apresenta os resultados das medições de oxigênio dissolvido durante os testes de inativação. Nota-se uma menor quantidade de oxigênio dissolvido nas amostras ao final dos testes, em relação à quantidade inicial. Para todas as configurações, os teores de oxigênio dissolvido diminuíram ao longo do tempo de ensaio. Ao final dos testes, as amostras apresentaram níveis de oxigênio dissolvido inferiores à maioria das especificações da resolução CONAMA 357/2005, atendendo apenas o caso menos rigoroso, para classe 4, no qual é definido que o menor índice de oxigênio dissolvido admissível é de 2 mg/L. Para aumento do oxigênio dissolvido, o efluente poderá ser aerado ou recirculado no próprio equipamento despressurizado.

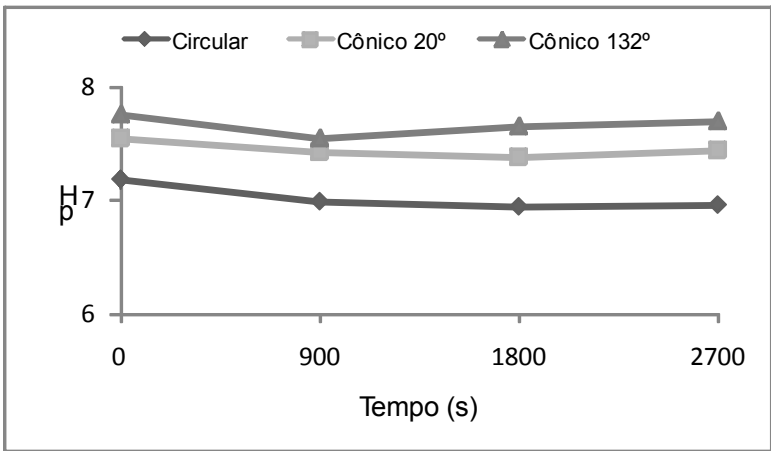


Figura 6.- Medidas de pH durante os testes.

A figura 6 indica que o pH da água se manteve praticamente constante ao longo dos testes, em torno de 7,5. Houve pouca variação em todos os testes, para todas as configurações de bocais. O pH deve estar entre 6 e 9 para lançamento de efluentes. Todos os resultados estão dentro dos intervalos estabelecidos na resolução CONAMA 430/2011.

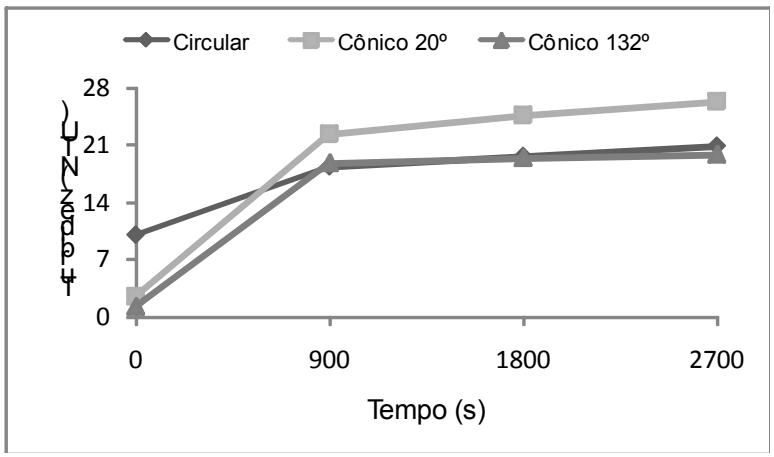


Figura 7.- Medidas de turbidez durante os testes.

Na figura 7, observa-se que, para todos os testes, há um aumento da turbidez da amostra, causado, provavelmente, pela adição da bactéria. Porém, a taxa de variação com que isso ocorre é diferente para cada configuração de bocal. Para o bocal circular, nota-se menor variação de turbidez ao longo do teste em relação aos resultados obtidos com o bocal cônico 20º e com o bocal cônico 132º. Ainda, a maior variação de turbidez ocorreu no teste com o bocal cônico 20º, que também apresentou turbidez mais elevada em relação às outras configurações. Pela Resolução CONAMA 357/2005, a turbidez não deve ultrapassar 40 NTU. Todos os resultados se encaixam nos padrões.

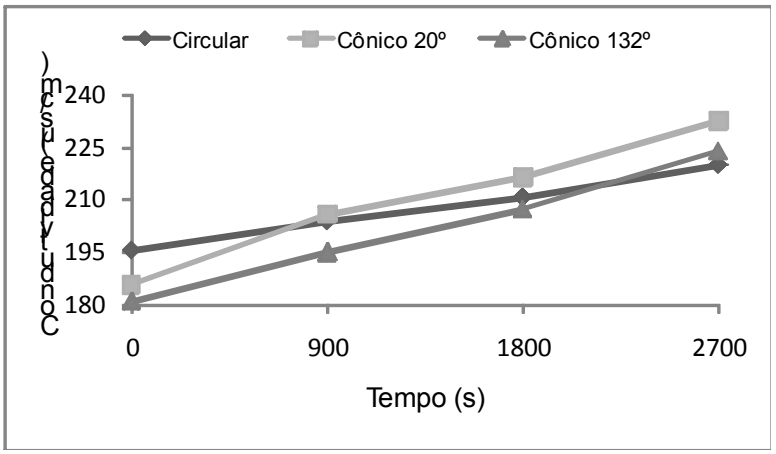


Figura 8.- Medidas de condutividade durante os testes.

A figura 8 mostra que o comportamento da condutividade das amostras para as configurações bocal cônico 20º e bocal cônico 132º são bastante similares, iniciando mais baixas e aumentando ao longo do tempo. Para o bocal circular, a condutividade final também foi maior que a inicial, porém, a variação em relação à condutividade inicial foi menor quando comparada com as outras configurações. As resoluções CONAMA não definem limites de condutividade para as amostras, mas de acordo com a Companhia Ambiental do Estado de São Paulo (CETESB), a condutividade deve ser inferior a 100 μs/cm, já que níveis maiores que esse geralmente indicam ambientes impactados (CETESB, 2014). Nota-se, na figura 8, que nenhuma das amostras se enquadra nos padrões.

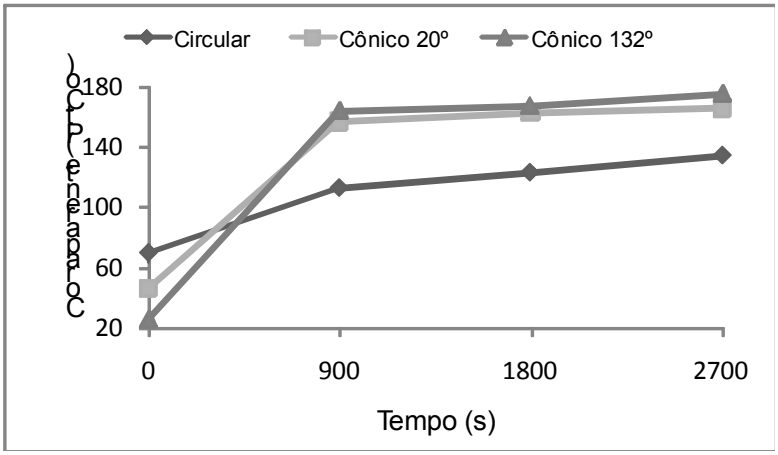


Figura 9.- Cor aparente durante os testes.

Os resultados dos testes de cor aparente podem ser observados na figura 9. Nota-se comportamento semelhante para todas as configurações. Nos testes, os valores aumentam com o passar do tempo. Pela Portaria do Ministério da Saúde 2914/2011, a cor aparente não deve ultrapassar 15 Pt-Co/L. Nota-se, na figura 9, que nenhuma das amostras se enquadra nos padrões. O aumento desse parâmetro pode ser devido a homogeneização da água com a bactéria em estudo.

Os resultados das análises físico-químicas apontam um padrão de comportamento dos parâmetros físico-químicos quando expostos ao fenômeno da cavitação, e as amostras testadas se encontram dentro da maioria dos limites estabelecidos pelas resoluções brasileiras para lançamento de efluentes, nesta configuração. Para os que não se enquadram, pode-se indicar um processo que melhore as características físico-químicas para colocá-las no padrão, como foi descrito anteriormente.

CONCLUSÃO

A inativação de *Escherichia coli* utilizando o equipamento tipo jato cavitante, nesta configuração, se mostrou eficiente para a finalidade de lançamento de efluentes. A utilização desse método é vantajosa em relação a outros métodos que empregam cavitação pela simplicidade em provocar a cavitação, por ter custo reduzido e poder provocar a reação de grandes quantidades, podendo ser utilizada num processo contínuo. Na cavitação hidrodinâmica, os volumes podem ser maiores, utilizando bombas centrífugas de grandes vazões, com um custo muito menor do que a cavitação ultrassônica, por exemplo. Além disso, o equipamento é compacto e econômico, viabilizando sua utilização. O método pode reduzir o uso de produtos químicos para inativação de bactérias, que podem causar problemas como a manutenção frequente de instalações e a formação de compostos tóxicos, entre outros problemas ambientais. De acordo com os resultados obtidos, a configuração que apresentou melhor taxa de inativação foi a do bocal cônico 132° e orifício de 2.00 mm. Outras configurações estão em teste para o atendimento das resoluções quanto ao abastecimento humano.

AGRADECIMENTOS

À Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP) pelas Bolsas de Estudos (2009/53553-1 e 2011/16347-4) e pelos Auxílios à Pesquisa (2009/54278-4 e 2012/09843-8).

REFERÊNCIAS

Assis M.P., Dalfré Filho J.G., Genovez A.I.B. (2013). "Bacteria Inactivation By Means Of Cavitation Blasting Equipment In Freshwater Systems". *Proc. of the IAHR World Congress 35th*, Chengdu, China.

Azuma Y., Kato H., Usami R., Fukushima T. (2007). "Bacterial Sterilization Using Cavitating Jet".*Journal of Fluid Science and Technology.* 2(1) pp. 270-281

CONAMA – Conselho Nacional do Meio Ambiente. (2005a). Resolução Nº. 357 de 17 de março de 2005. Classificação de águas, doces, salobras e salinas do Território Nacional. Disponível em: <http://www.mma.gov.br/port/conama/legiabre.cfm?codlegi=459>.

CONAMA – Conselho Nacional do Meio Ambiente. (2005b). Resolução Nº. 430 de 13 de maio de 2011. Definição critérios para classificação das águas, doces, salobras e salinas do território nacional. Disponível em: <http://www.mma.gov.br/port/conama/legiabre.cfm ?codlegi=646>.

Companhia Ambiental do Estado de São Paulo (CETESB). (2014). "Apêndice D - Significado Ambiental e Sanitário das Variáveis de Qualidade". Disponível em: <http://cetesb.sp.gov.br/aguas-interiores/wp-content/uploads/sites/12/2013/11/Ap%C3%AAndice-D-Significado-Ambiental-e-Sanit%C3%A1rio-das-Vari%C3%A1veis-de-Qualidade-29-04-2014.pdf>

Dalfré Filho, J.G., Assis M.P., Genovez A.I.B. (2015a). "Bacterial Inactivation In Artificially And Naturally Contaminated Water Using A Cavitating Jet Apparatus". *Journal of Hydro-environment Research*. doi:10.1016/j.jher.2015.03.001

Dalfré Filho J.G., Assis M.P., Genovez A.I.B. (2015b). *Alternative Uses of Cavitating Jets*. *Hydrodynamics - Concepts and Experiments*. Ed In Tech Chapter 3 doi: 10.5772/59136

Dalfré Filho J.G., Genovez A.I.B. (2008). "Efficiency Evaluation of Cavitating Jet Apparatus". *Hydraulic Structures.*Edizione Plus, Pisa pp 107-112

Dular M., Griessler-Bulc T., Gutierez I., Heath E., Kosjek T., Klemenčič A.K., Oder M., Petkovšek M., Rački N., Ravnikar M., Sarc A., Širok B., Zupanc M., Žitnik M., KompareB. (2015). "Use of hydrodynamic cavitation in (waste) water treatment".*Ultrasonics Sonochemistry.*

Jyoti, K.K., Pandit, A.B. (2001). "Water Disinfection by Acoustic and Hydrodynamic Cavitation". *Biochemichal Engineering Journal*. J. 7 pp. 201-212.

Kalumuck, K.M.;Chahine, G.L.; Hsiao, C.T.; Choi, J.K. (2003). "Remediation and disinfection of water using jet generated cavitation". *Fifth International Symposium of Cavitation*, Osaka, Japan.

Mezulea, L., Tsyfanskyb, S., Yakushevichb, V., Juhnaa, T. (2009). "A simple technique for water disinfection with hydrodynamic cavitation: Effect on survival of *Escherichia coli*". *Desalination* 248 p 152–159

Ministério da Saúde. (2005). "Portaria MS n. º 518/2004 / Ministério da Saúde, Secretaria de Vigilância em Saúde", Coordenação Geral de Vigilância em Saúde Ambiental – Brasília: Editora do **Ministério da Saúde.** Disponível em: http://bvsms.saude.gov.br/bvs/publicacoes/portaria_ 518_2004.pdf

Ministério da Saúde. (2011) "Portaria nº 2914, de 12 de dezembro de 2011". Ministério da Saúde, Secretaria de Vigilância em Saúde", Coordenação Geral de Vigilância em Saúde Ambiental – Brasília: Editora do Ministério da Saúde. Disponível em: http://bvsms.saude.gov.br/bvs/saudelegis/gm/2011/ prt2914_12_12_2011.html

Rice, E.W., Baird R.B., Eaton A.D. (2017*). Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater*. American Public Health Association, 23rd Ed. Washington DC.

Tiehm A., Nickel K., Zellhorn M., Neis U. (2001). "Ultrasonic waste activated sludge disintegration for improving anaerobic stabilization". *Water Reasearch v 35,* n8, p 2003-2009.

Tullis, J. P. (1989). *Hydraulics of pipelines - pumps, valves, cavitation, transients*. New York, John Wiley and Sons. 266p.

ESTUDIO PRELIMINAR DE UN MODELO FÍSICO DE UNA ESCALERA HIDRÁULICA DE ESCALONES

Múcio Eurico Correa Ribeiro[1]; Jorge Luis Zegarra Tarqui[2]; Aloysio Portugal Maia Saliba[2]; Stênio Coelho[3]; Edna Maria de Farias Viana[2]

[1]Estudiante de Ingenieria Civil de La Universidade Federal de Minas Gerais, Brasil. mecr_mucio@hotmail.com
[2]Doctor(a), Profesor(a) del Departamento de Hidráulica y Recursos Hídricos, Centro de Pesquisas Hidráulicas e Recursos Hídricos – CPH, Sala G 406. Av. Antônio Carlos 6627, Campus da Universidade Federal de Minas Gerais, Bairro Pampulha, cidade de Belo Horizonte, Estado de Minas Gerais. CEP: 31270-901. tel: (31) 3409-1078 - Fax: (31) 3409-4823. Brasil. jlztarqui@yahoo.com.br; aloysiosaliba@gmail.com e ednamariafaria@bol.com.br
[3]Estudiante de Ingenieria Mecánica de La Universidade Federal de Minas Gerais, Brasil. Stenio-augusto@hotmail.com

RESUMEN:

El artículo estudia la aplicación de técnicas de fotografía para visualización del escurrimiento sobre una escalera hidráulica de escalones. Una primera etapa consistió en la adecuación del modelo físico, con esa finalidad el caudal del equipamiento fue aumentado y se hicieron mejoras en el sistema de entrada del escurrimiento en la escalera hidráulica. Después se experimentó varias formas de iluminación con la finalidad de poder determinar los parámetros hidráulicos de interés. También fue estudiada la velocidad del escurrimiento a lo largo de los escalones de la escalera. Los resultados fueron satisfactorios permitiendo caracterizar el escurrimiento en la escalera hidráulica de escalones.

ABSTRACT:

The article studies the application of photography techniques for visualization of runoff on a step ladder. A first stage consisted of the adaptation of the physical model, with this purpose the flow of the equipment was increased and improvements were made in the system of entry of the runoff of the hydraulic ladder. Afterwards, several forms of lighting were experimented in order to determine the hydraulic parameters of interest. The velocity of the runoff along the steps of the ladder was also studied. The results were satisfactory allowing to characterize the runoff in the step ladder

PALABRAS CLAVES: escalera hidráulica; visualización de escurrimiento; modelo físico

INTRODUCCIÓN

Las escaleras de escalones son estructuras utilizadas hace millares de años como formas de conducir el flujo de canales a través de taludes con grandes pendientes, segundo Chanson (2002). Su utilización se da debido a las grandes velocidades obtenidas por el escurrimiento en determinadas pendientes, que pueden causar daños al material utilizado en la estructura de drenaje. Puede ocurrir el cargamento de partículas de materiales como suelos, y el desgaste de superficies como concreto y rocas.

En tanto, debido a la complejidad de la turbulencia generada por los escalones en el flujo, es extremamente difícil la determinación de la profundidad y de la velocidad del escurrimiento por métodos matemáticos. Los métodos empíricos matemáticos permiten determinar estas variables de modo a permitir el dimensionamiento de las más diversas estructuras de drenaje en escalones. Chow (1959) no relata detalladamente sobre el funcionamiento del escurrimiento en escalones sucesivos, siendo dado un abordaje mayor a escalones singulares en su obra.

METODOLOGIA

El estudio será realizado en un banco experimental compuesto por una bomba, un reservorio, medidor de caudal, y una escalera hidráulica de acrílico de pendiente variable, y un recipiente de disipación de energía. El banco de ensayo está instalado en el Centro de Pesquisas Hidráulicas – Universidad Federal de Minas Gerais. Para el proceso de medición de las variables hidráulicas envueltas serán empleados: reglas, medidores de caudal y equipamientos de filmación.



Figura 1. Banco Experimental: Escalera Hidráulica de Escalón

El procedimiento metodológico experimental es compuesto de las siguientes fases:

- Ensayos preliminares para determinar las fajas de funcionamiento (caudal mínimo e máximo).

- Ensayos preliminares de adecuación de la entrada del canal, en este caso se pretende establecer una sección de entrada que permita obtener un tirante crítico aguas arriba.

- Ensayos preliminares de visualización, serán determinadas técnicas de iluminación y filmación con la finalidad de obtener imágenes que posteriormente puedan trabajados con software libres de tratamiento imágenes. En las figuras 2 y 3 se muestran las ubicaciones de las lámparas de iluminación así como los puntos donde se colocaron las cámaras para poder captar la escalera hidráulica en su conjunto.

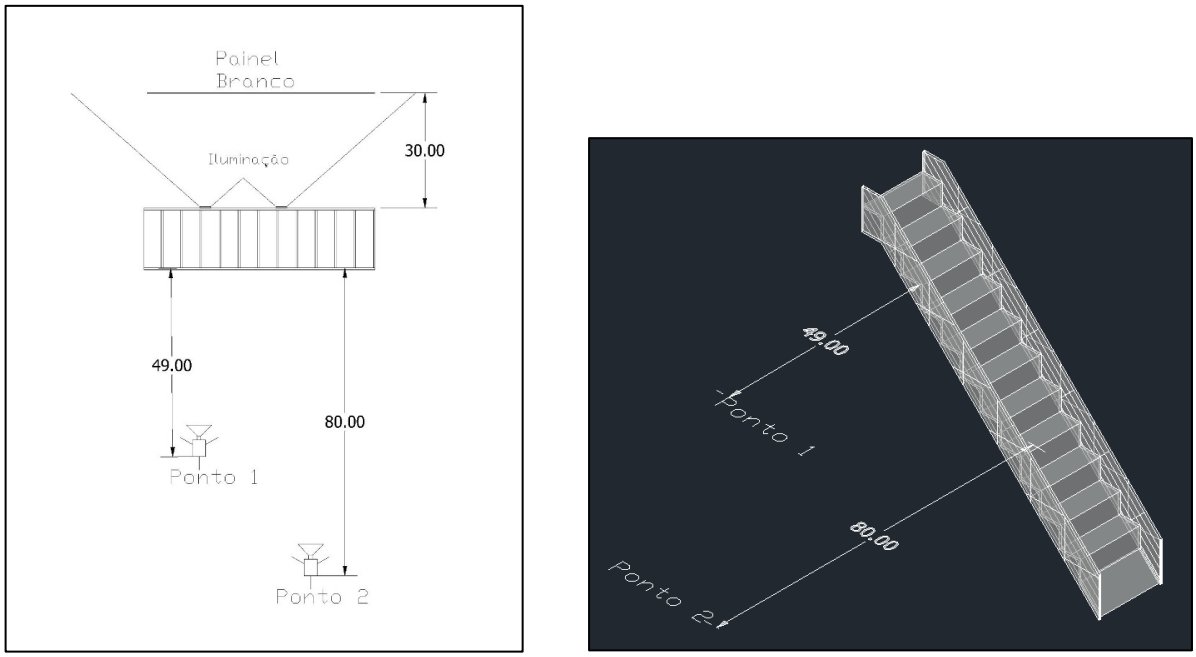


Figura 2 – Localización de los puntos 1 y 2 con la iluminación (medidas en cm)

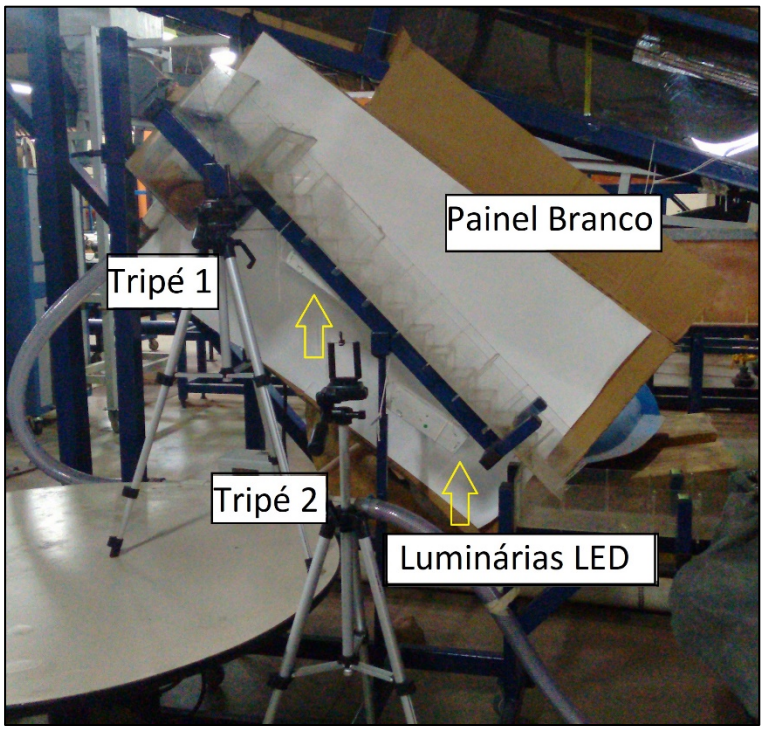


Figura 3. Instrumentos de filmación con tripies, panel blanco y lámparas de LED

- Ensayos experimentales para la caracterización hidráulica del proceso de formación de los regímenes (Napple e/ou Skymmning).

RESULTADOS PRELIMINARES

La faja de trabajo de la escalera es hasta 7m^3/h. Se testaron diferentes formas de iluminación para diferentes caudales con la finalidad de visualizar los regímenes de flujo (Napple e

Skymmning). Fueron realizados filmaciones para flujo en régimen de flujo Napple, mediante el uso de un software libre Kinovea, fue posible levantar parámetros hidráulicos como la profundidad del agua en la parte anterior a la caída (y_p); largura de la caída L_d y la formación del resalto hidráulico después de la caída.

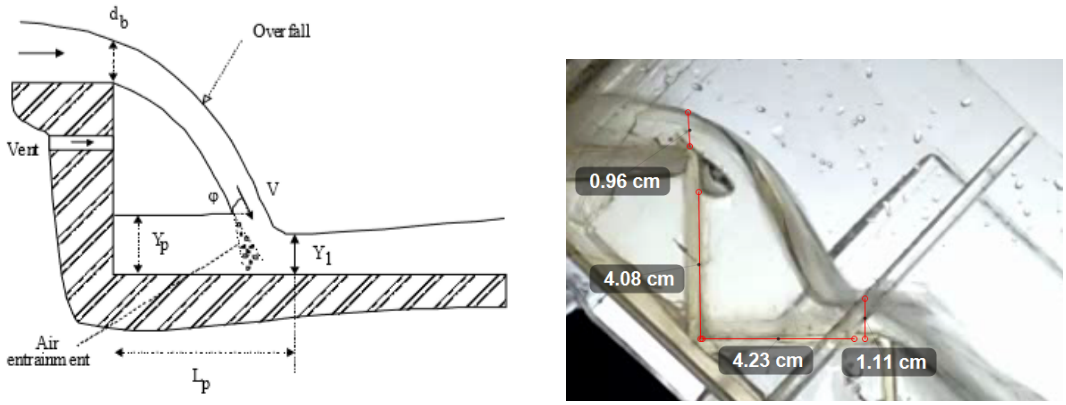


Figura2. Imágenes del flujo sobre la escalera: a) parámetros hidráulicos presentes en la literatura; b) medición de los parámetros hidráulicos mediante imágenes tratadas con uso del software Kinovea.

Después de hecha la caracterización, los resultados experimentales serán comparados con los valores estimados, por formulaciones utilizadas para el dimensionamiento de estructuras hidráulicas de escalera de escalones, y analizar posibles fuentes de divergencias entre lo determinado y lo estimado.

Otro estudio preliminar realizado es la aplicación de la técnica de visualización para la medición de la velocidad superficial del escurrimiento sobre la escalera, para eso una esfera de poliestireno es lanzada aguas arriba y la trayectoria aguas abajo es filmada, después emplease el software Kinovea para trazar la trayectoria y calcular los vectores velocidad del escurrimiento a lo largo de la escalera.

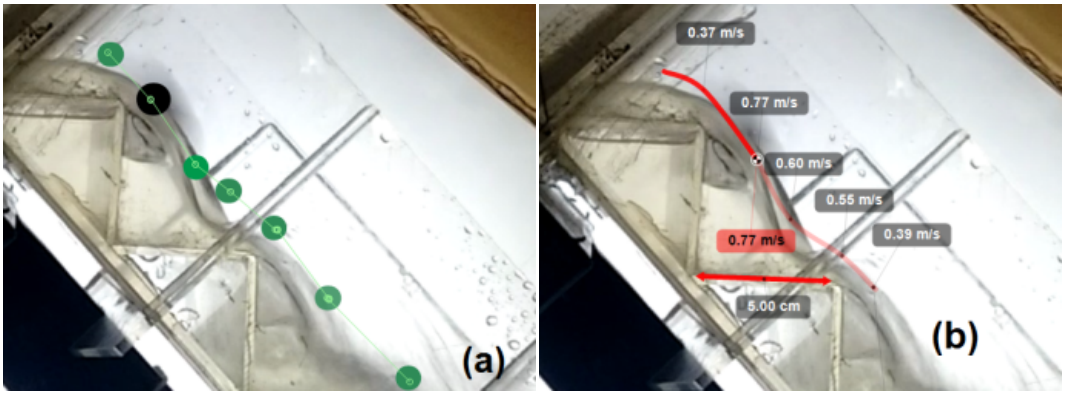


Figura3. a) Imagen da trayectoria de esfera de poliestireno, después mediante el uso del software Kinovea; e b) determinación de los vectores das velocidades a lo largo de la escalera.

Posteriormente fue construido un gráfico de la variación de la velocidad a lo largo de la escalera, Figura 4.

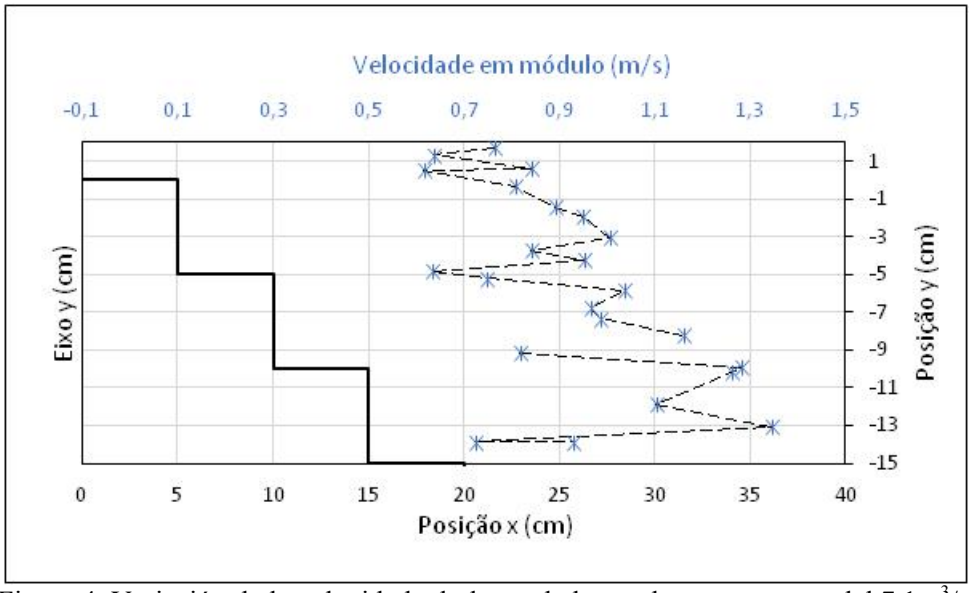


Figura 4. Variación de la velocidad a lo largo de la escalera para un caudal 7.1m^3/s

Observase en la figura 4 que la velocidad muda a lo largo de la escalera permitiendo la disipación de energía.

CONCLUSÕES

Futuramente, mediante técnicas de modelaje física los resultados obtenidos en el modelo serán aplicados en estructuras en escala real (escala de prototipo), permitiendo evaluar el funcionamiento hidráulico de la escalera de escalón en diferentes fajas de caudal de proyecto.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Chanson, h. *The Hydraulics of Stepped Chutes and Spilways.* Queensland: Ed. A. A. Balkema Publishers, 2002, 350 p.
Chow, V. T., *Open-chanels hydraulics.*Nova Iorque: McGraw-Hill, 1959, 650 p.

IAHR **AIIH**

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

TURBULENCIA EN CANALES ABIERTOS CON FONDO DE VEGETACIÓN FLEXIBLE

Edwin Jonathan Pastrana[1] y Ariosto Aguilar Chávez[2]

[1] Posgrado en Ingeniería Civil/Hidráulica-UNAM-Campus Morelos. Paseo Cuauhnáhuac No. 8532, Progreso, Jiutepec, Morelos, México. C.P. 62550. Tel. +52 777 5645034. E-mail: edwin.pastrana@posgrado.imta.edu.mx

[2] Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Paseo Cuauhnáhuac No. 8532, Progreso, Jiutepec, Morelos, México. C.P. 62550. Email: aaguilar@tlaloc.imta.mx

RESUMEN:

El estudio de los flujos en canales con vegetación en condiciones sumergidas ejerce una influencia notable en la estructura del flujo y, a su vez, en la distribución de velocidad del flujo, esfuerzos de Reynolds y en la intensidad de turbulencia. Este articulo presenta mediciones de laboratorio realizadas en un canal con fondo de pasto sintético flexible, con una altura de $1.50\ cm$ y una densidad de $\delta_R = 22\,222\ \text{racimos}/m^2$. Se realizaron mediciones en tres secciones transversales con una separación de $2.50\ cm$ una respecto a otra. Para la toma de muestras se utilizó un equipo de velocimetría acústica de efecto Doppler (ADV) a una frecuencia de $100\ Hz$. Un perfil de velocidad media muestra un retardo en la velocidad en PFV_1, generando un punto de inflexión, provocando que el flujo sea susceptible a inestabilidades de tipo Kelvin-Helmholtz (KH). Esta inestabilidad conduce a la generación de vórtices sobre la vegetación. Los valores máximos de esfuerzos de Reynolds se presentan a un $1\ cm$ aproximadamente por encima de la copa de vegetación y el análisis espectral muestran un vórtice persistente con una frecuencia de $2-3\ Hz$, y con una longitud de mezcla de $1.2\ cm$.

ABSTRACT:

The study of the flows in channel with vegetation in submerged conditions exerts a remarkable influence on the structure of the flow and, then, on the distribution of the flow velocity, the Reynolds stresses and the turbulence intensity. This paper presents laboratory measurements made in a channel with flexible synthetic grass bottom, with a height of $1.50\ cm$ and a density of $\delta_R = 22\,222\ \text{stems}/m^2$. Measurements were made in three cross sections with a separation of $2.50\ cm$ with respect to another. An Acoustic Doppler Velocimetry (ADV) equipment was used for the sampling at a frequency of $100\ Hz$. An average velocity profile shows a delay in the velocity in PVF_1, generating an inflexion point, causing the flow to be susceptible to instabilities of type Kelvin-Helmholtz (KH). This instability leads to the generation of vortices on the vegetation. The maximum values of Reynolds stresses are presented approximately $1\ cm$ above the vegetation canopy and the spectral analysis shows a persistent vortex with a frequency of $2-3\ Hz$, an a mixing length of $1.2\ cm$.

PALABRAS CLAVES: Vegetación flexible; Kelvin-Helmholtz; ADV

INTRODUCCIÓN

La presencia de vegetación en canales abiertos da como resultado turbulencia considerable y perdida de energía, las principales influencias de la vegetación en el flujo de canal abierto son: las distribuciones horizontales y verticales de velocidad media e instantánea, estructuras turbulentas (diferentes escalas de vórtices), esfuerzos de Reynolds y las características de la vegetación, tales como, los cambios temporales de posición y el crecimiento natural. Es decir, el flujo en un canal con vegetación es esencialmente un problema de limite móvil (Carollo, Ferro, & Termini, 2002). Debido a esto, el análisis de la turbulencia en canales con vegetación es importante.

Palmer (1945) identifico tres condiciones de flujo que podrían ser experimentados en canales con vegetación: I. Flujos bajos, con el flujo que pasa a través de los tallos y follaje son deformarlos y sumergirlos. II. Flujos intermedios, produciendo la sumergencia completa de la vegetación. III. Flujos altos, forzar a una posición casi propensa, en donde puede haber algún movimiento de tallos y hojas, pero el efecto no es considerable. De acuerdo al tipo de vegetación, es decir, a las características físicas de la vegetación, Joen (2015) las clasifica en dos tipos: vegetación rígida y vegetación flexible.

En flujos altos en canales con vegetación se presenta un punto de inflexión en los perfiles verticales de velocidad entre la vegetación y la zona exterior (sobre la vegetación), este punto es inestable a pequeñas perturbaciones, y los vórtices crecientes e inestables de tipo Kelvin-Helmholtz (KH) surgen (Finnigan, 2000). En la presencia de flujos altos, es decir, cuando la vegetación no está confinada, los vórtices Kelvin-Helmholtz interactúan con mayores escalas de vórtices, y cuando son flujos intermedios, o cuando la relación entre la profundidad del flujo y la altura de la vegetación es pequeña, los vórtices de KH dominan todo el dominio del flujo, véase Figura 1, (Nepf & Ghisalberti, 2008).

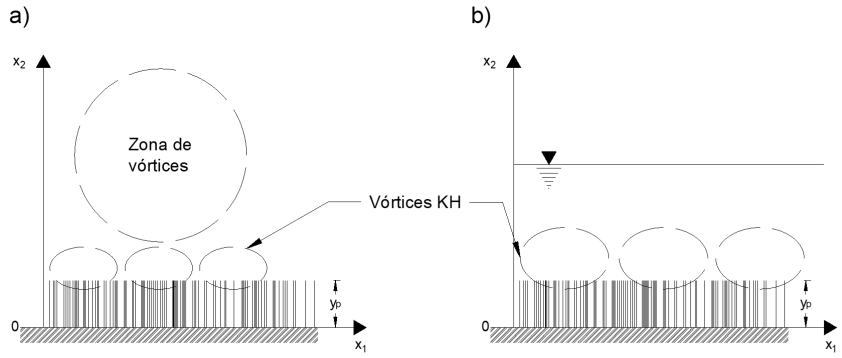


Figura 1.- Vórtices KH en diferentes condiciones de flujo. a) Flujos altos. b) Flujos intermedios o bajos. Donde x_1 es el sentido principal, x_2 es el sentido vertical y y_p es la altura de la vegetación.

En vegetación suficientemente densos, los vórtices no se extienden completamente al fondo del canal, entonces de acuerdo a la densidad se define la penetración del vórtice a la zona de vegetación. En presencia de vórtices de tipo KH los esfuerzos de Reynolds y las intensidades de turbulencia aumentan en la zona de vorticidad (Ghisalbert & Nepf, 2006).

En este trabajo se presenta un estudio de los vórtices de tipo Kelvin-Helmholtz en un flujo alto con vegetación flexible, mediante un análisis de los esfuerzos de Reynolds e intensidades de turbulencia.

ESTACIÓN EXPERIMENTAL

Las pruebas experimentales se llevaron a cabo en el canal del laboratorio de hidráulica del posgrado en ingeniería civil-hidráulica de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), campus Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA), ubicado en Jiutepec, Morelos,

México. La estación experimental cuenta con las siguientes componentes: canal de recirculación de pendiente variable de sección rectangular, de 5 m de longitud, 0.245 m de ancho y 0.50 m de alto, con paredes de vidrio y fondo de acero, un tanque de llegada, una válvula de regulación de gasto, tubería de recirculación de 4" de diámetro de PVC, un tanque de recirculación, un aforador triangular con un angulo de 90° instalado en el tanque de recirculación para la medición del gasto (está instalado según lo indicado en el apartado 10 de la norma ISO 1438:2008 (2008)), para la medición de la carga sobre el vertedor se tiene instalado un limnímetro de punta, una bomba centrifuga de 10 Hp y un gato mecánico que permite la variación de la pendiente del canal, véase Figura 2. El acondicionamiento de la estación experimental consistió en la colocación de una compuerta de 10 cm de alto, con el objetivo de aumentar el nivel del flujo durante la elaboración de pruebas.

El equipo utilizado para la toma de muestras se utilizó un equipo de velocimetría acústica de efecto Doppler (ADV, Acoustic Doppler Velocimeter en sus siglas en ingles). Este dispositivo ADV es de la marca Nortek® o también llamado Vectrino Profiler ™ (Vectrino II). El ADV tiene una tasa de muestreo de $1 - 100\ Hz$, y un volumen de muestreo de hasta 30 mm con un rango de tamaño de celda de $1 - 4\ mm$.

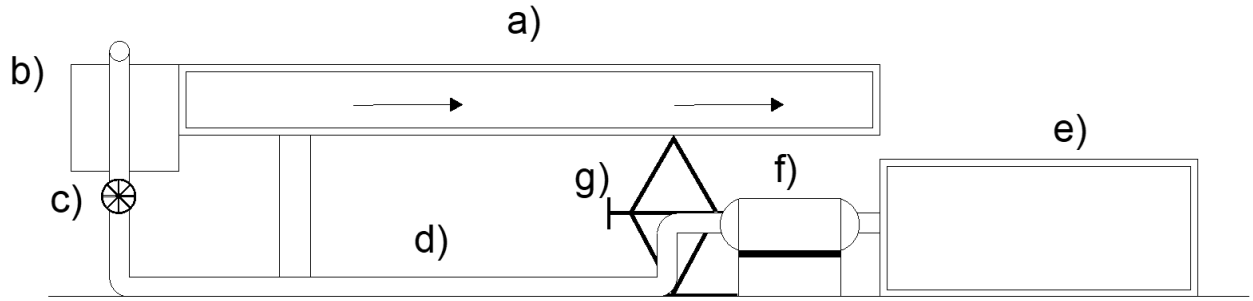
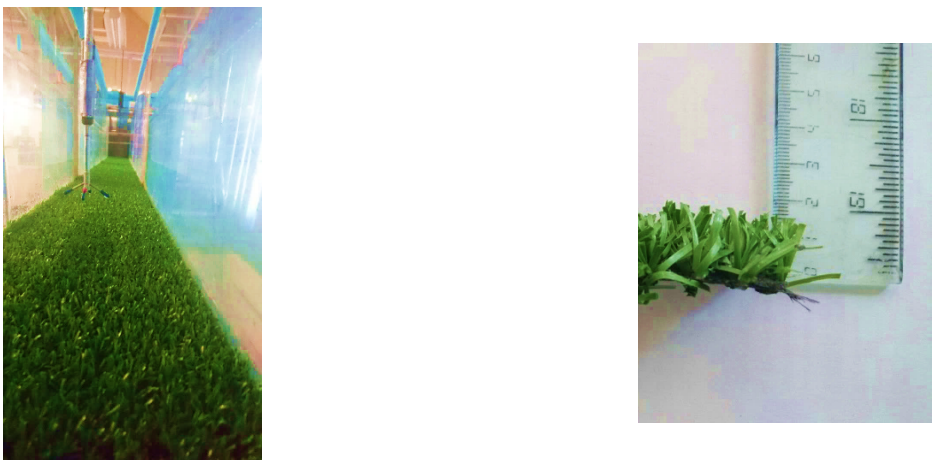


Figura 2.- Estación experimental. a) Canal. b) Tanque de llegada. c) Válvula de regulación. d) Tubería de recirculación. e) Tanque de recirculación. f) Bomba 10 Hp. g) Gato mecánico.

PRUEBAS EXPERIMENTALES

La prueba experimental consistió en la colocación de una alfombra de pasto sintético flexible 100 % polietileno (véase Figura 3.a), con una altura de 1.50 cm, como se muestra en la Figura 3.b. El número de racimos por unidad de área, es decir, la densidad es $\delta_R = 22\ 222$ racimos$/m^2$, y el número de tallos por racimo es 12, entonces la densidad de tallos es de $\delta_T = 266\ 664\ tallos/m^2$, por lo tanto se considera una densidad alta.



a) b)

Figura 3.- a) Fondo de pasto sintético flexible en el fondo del canal de pendiente variable. b) Altura de racimo de pasto.

Las mediciones realizadas fueron en tres secciones diferentes con una separación de $2.50\ cm$ una con respecto a otra, donde la sección 3 se encuentra a $167.50\ cm$ aguas arriba de la descarga, como se muestra en la Figura 4, con las siguientes características hidráulicas considerando un flujo normalizado: tirante $h = 0.20\ m$, gasto $Q = 17.94\ l/s$, velocidad media en el sentido principal $\overline{u_1} = 0.366\ m/s$, pendiente de plantilla $S_o = 0.0002$. Además, las mediciones se realizaron en el centro del canal, es decir, a $12.25\ cm$ de la pared, véase Figura 5.

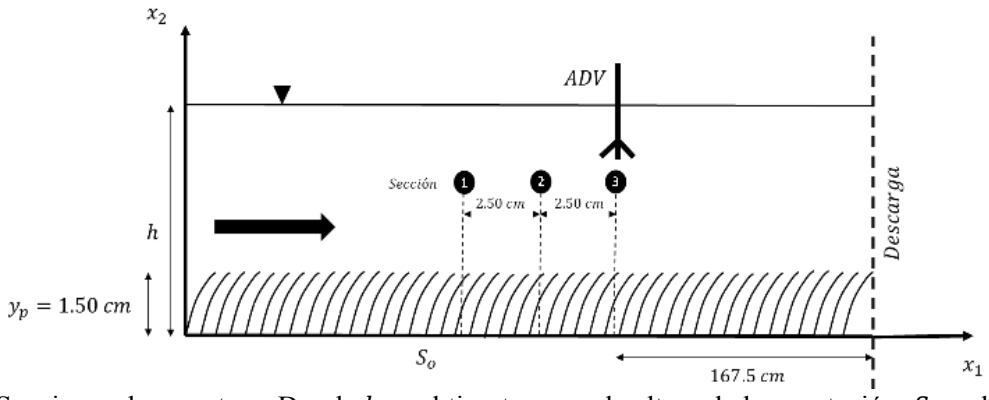


Figura 4.- Secciones de muestreo. Donde h es el tirante, y_p es la altura de la vegetación, S_o es la pendiente de la plantilla del canal, x_1 es el sentido principal y x_2 es el sentido vertical.

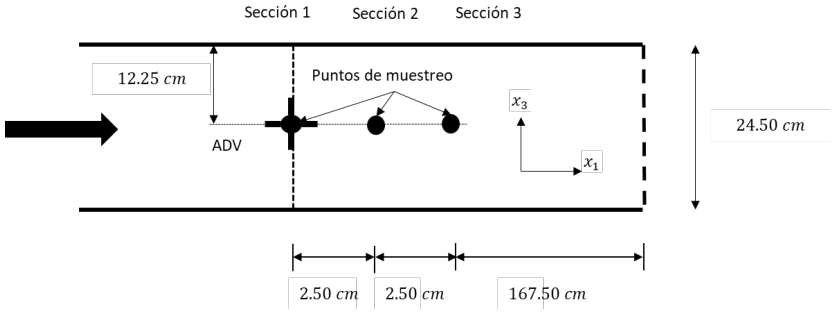


Figura 5.- Secciones de muestreo (vista en planta). Donde x_3 es el sentido transversal.

Para la toma de muestras con el equipo ADV, se consideró un perfil de $1.50\ cm$ sobre la copa de la vegetación flexible, tal como se muestra en la , a una frecuencia de $100\ Hz$ y una duración de 40 segundos.

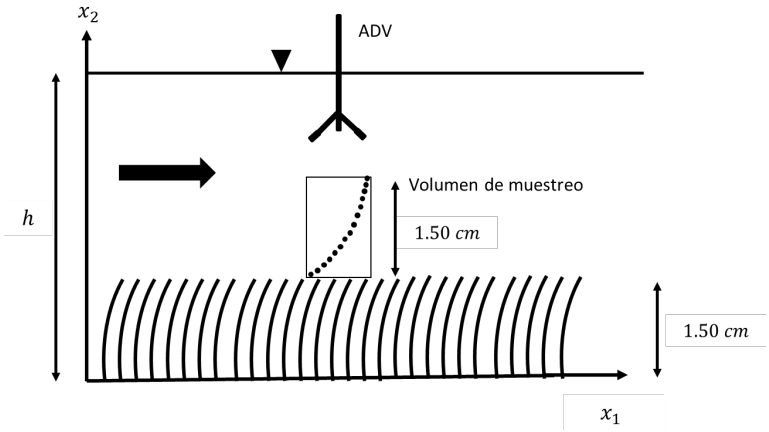


Figura 6.- Esquema del volumen de muestreo sobre la vegetación flexible.

RESULTADOS

La secuencia experimental de los puntos de medición de la velocidad y por encima de vegetación se muestra en la Tabla 1, con claves específicas para cada muestreo en las secciones indicadas en las Figura 4 y Figura 5.

Tabla 1.- Claves de las pruebas experimentales

Clave	Sección de análisis	Distancia aguas arriba de la descarga (cm)
PFV-1	1	172.50
PFV-2	2	170
PFV-3	3	167.50

Perfil de velocidad media

La distribución vertical de la velocidad media en el sentido principal del flujo (x_1) se ve afectado por las características de fondo del canal. De acuerdo a los resultados obtenidos en la Figura 7 se muestra la distribución de velocidad media en el sentido principal, en la prueba PFV-1 se observa un retardo en la velocidad sobre la copa de la vegetación flexible, esto debido a las características de fondo y principalmente indican la presencia de inestabilidades de tipo Kelvin-Helmholtz.

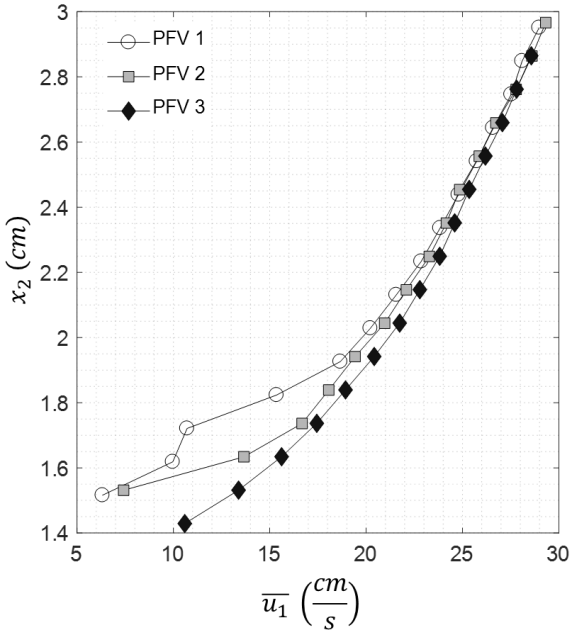


Figura 7.- Perfiles de velocidad media en el sentido principal $\overline{u_1}(x_2)$ sobre la copa de la vegetación.

Esfuerzos de Reynolds

Para determinar el efecto de la vegetación en el fondo del canal se calcularon los esfuerzos de Reynolds $\overline{u_i' u_j'}$ y visualizar las inestabilidades KH de acuerdo a lo obtenido en los perfiles de velocidad media Figura 7. Las velocidades fluctuantes se determinaron con la siguiente expresión

$$u_i'(x_i, t) = u_i(x_i, t) - \overline{u_i}(x_i) \qquad [1]$$

Donde u_i' es la fluctuación de la componente de velocidad, u_i es la componente de la velocidad instantánea, $\overline{u_i}$ es la componente de velocidad media (promediada temporal), $x_i = \langle x_1, x_2, x_3 \rangle$ es el vector espacial y t la variable temporal.
En la Figura 8 se muestra la distribución vertical de los esfuerzos de Reynolds $-\overline{u_1' u_2'}(x_2)$, $-\overline{u_1' u_3'}(x_2)$ y $-\overline{u_2' u_3'}(x_2)$ en las diferentes posiciones.

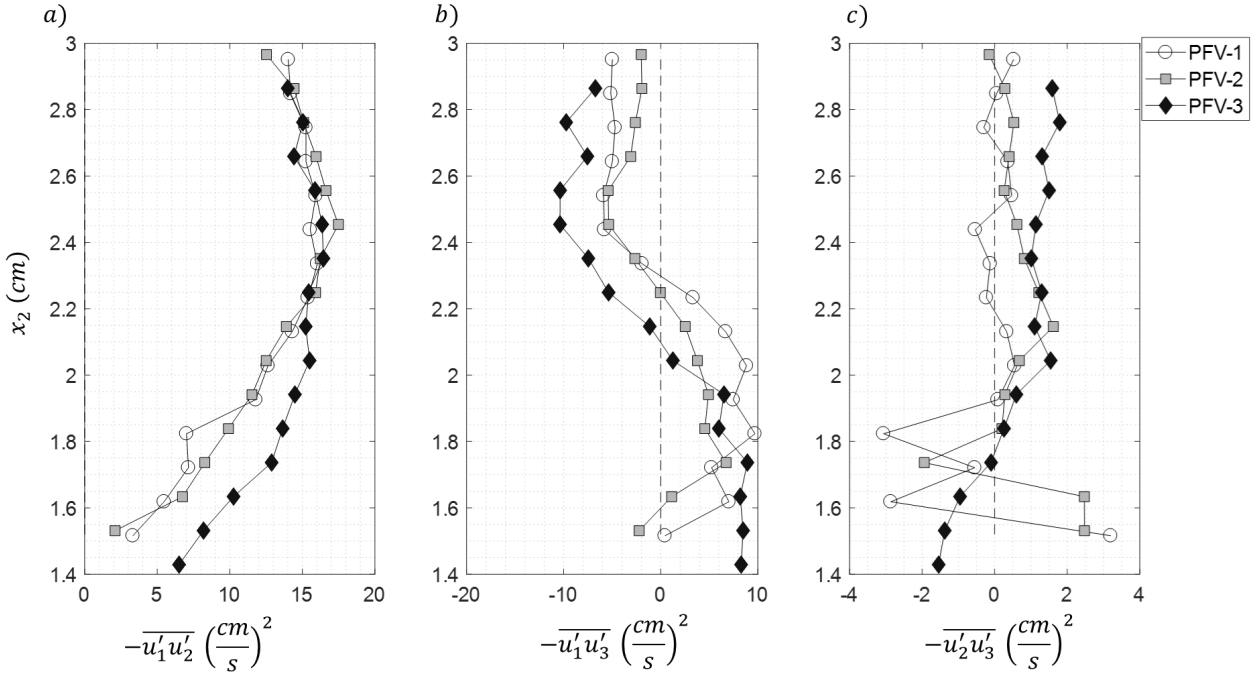


Figura 8.- Distribución vertical de los esfuerzos de Reynolds a diferentes posiciones sobre la copa de la vegetación. a) Esfuerzos de Reynolds en la dirección vertical (x_2) en el plano perpendicular a la dirección transversal. b) Esfuerzos de Reynolds en la dirección transversal (x_3) en el plano perpendicular a la dirección principal. c) Esfuerzos de Reynolds en la dirección principal (x_1) en el plano perpendicular a la dirección transversal.

En la distribución de esfuerzos de Reynolds muestra un aumento cerca de la copa de la vegetación en la dirección vertical, véase Figura 8.a. El aumento de los esfuerzos nos indica la presencia de inestabilidades de tipo Kelvin-Helmholtz. Los valores máximos de esfuerzos se encuentran a 0.83, 0.95 y 0.85 cm por encima de la copa de la vegetación para PFV-1, PFV-2 y PFV-3 respectivamente, como se muestra en la Figura 8.a.

Intensidades de turbulencia

El efecto de la superficie libre en la turbulencia es de suma importancia en el cálculo de flujos en canales abiertos. Entonces para obtener la contribución de la vegetación en las intensidades de turbulencia se calcularon en los tres sentidos, es decir, principal, vertical y transversal.

La intensidad de turbulencia está definida como la desviación estándar o media cuadrática (*rms*, siglas en ingles de Root Mean Square) de las velocidades fluctuantes, y se expresan a continuación (McQuivey, 1973).

$$I_{u_1} = \sqrt{\overline{u_1'^2}} \quad , \quad I_{u_2} = \sqrt{\overline{u_2'^2}} \quad , \quad I_{u_3} = \sqrt{\overline{u_3'^2}} \qquad [2]$$

La máxima intensidad de turbulencia para I_{u_1} y I_{u_3} se encuentra en un rango de $0.2 - 0.4\ cm$ aproximadamente por encima de la vegetación en las tres pruebas como se muestra en la Figura 9.a y Figura 9.c

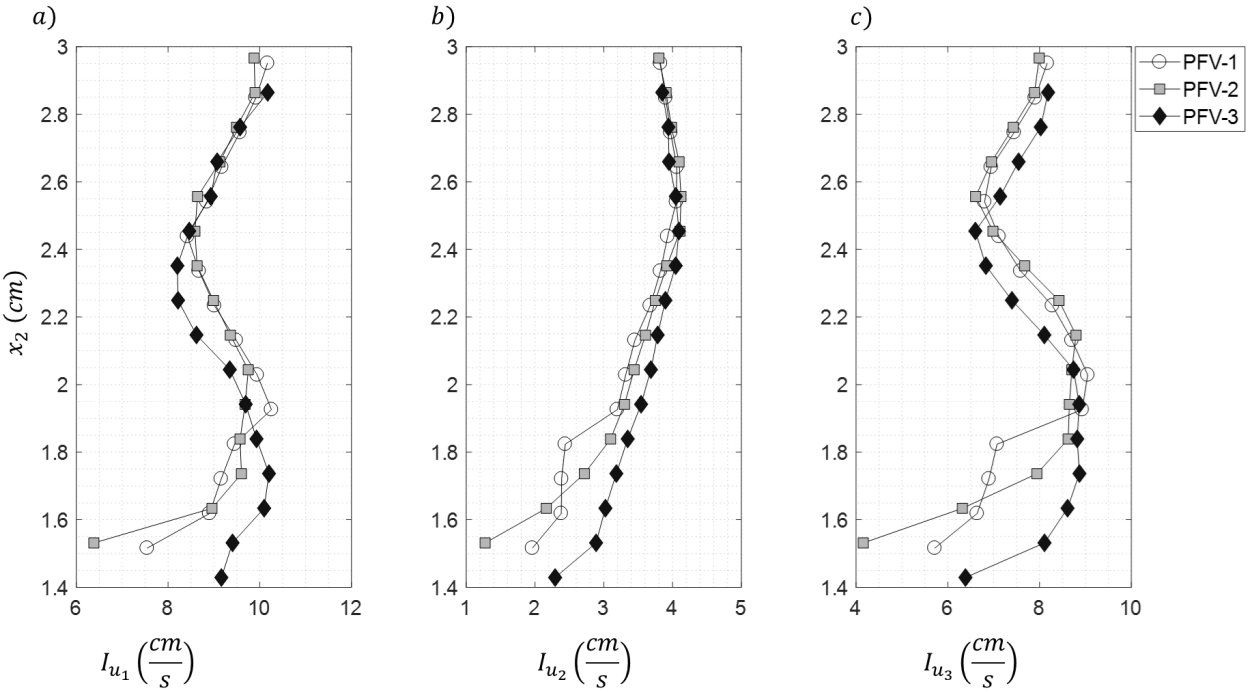


Figura 9.- Distribución vertical de las intensidades de turbulencia a diferentes posiciones sobre la copa de la vegetación. a) Intensidad de turbulencia en el sentido principal (x_1). b) Intensidad de turbulencia en el sentido vertical (x_2). c) Intensidad de turbulencia en el sentido transversal (x_3).

Espectro de energía

Los vórtices inducen oscilaciones periódicas en las componentes de velocidad en sentido principal y vertical cerca de la copa de la vegetación. El análisis espectral de una señal discreta tiene por objeto la descomposición de dicha señal en sus diversas componentes dentro del dominio de las frecuencias. Para realizar el análisis de los espectros de energía se utiliza la Transformada discreta de Fourier (DFT, siglas en ingles de Discrete Fourier Transform), mediante la ecuación [3].

$$Y(k) = \sum_{j=1}^{n} X(j) e^{-i\omega_n (j-1)(k-1)} \qquad [3]$$

Donde $Y(k)$ son los coeficientes complejos de Fourier, $X(j)$ es la señal discreta de entrada, j es el indicador temporal, $\omega_n = 2\pi/n$ es la frecuencia angular fundamental, $\omega_n(k-1)$ corresponde al k-ésimo armónico de la frecuencia fundamental (Oppenheim & Willsky, 1998).

Una característica importante que se puede obtener al calcular la transformada de Fourier de una señal es la densidad espectral de energía (ESD, siglas en ingles de Energy Spectral Density), nos indica como esta dispersada la energía para cada frecuencia (Oppenheim & Willsky, 1998). La ESD se calcula con la siguiente expresión

$$E_x = \int_{-\infty}^{\infty} |Y(k)|^2 df \qquad [4]$$

Donde E_x es la energía en función de la frecuencia y $|Y(k)|^2$ es la densidad espectral de energía.

En la **Figura 10** se muestra el punto donde se aplicó el análisis espectral en las tres componentes de velocidad u_i y para las tres pruebas.

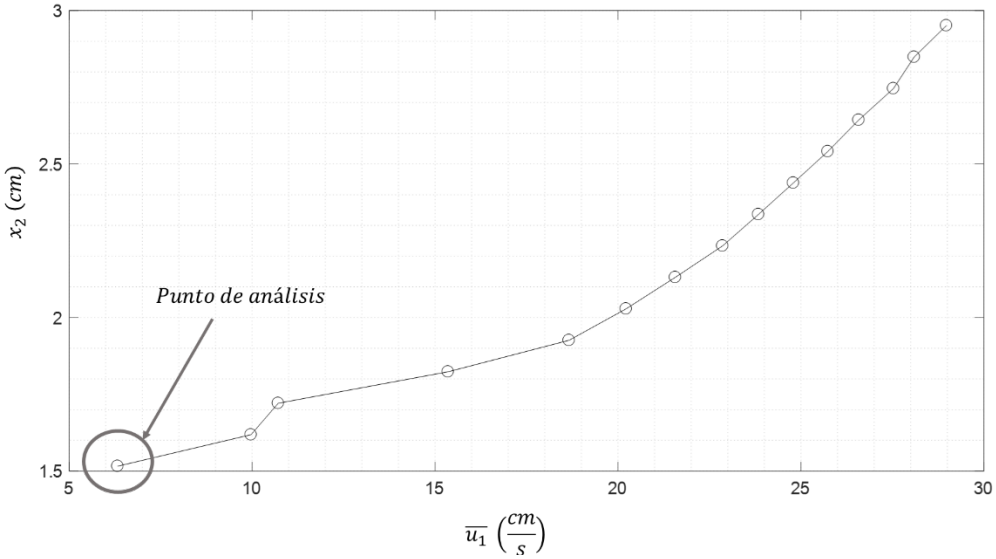


Figura 10.- Perfil de velocidad media en el sentido principal $\overline{u_1}$ tomado de la prueba PFV-1 sobre la copa de la vegetación. Punto de análisis para los espectros de energía.

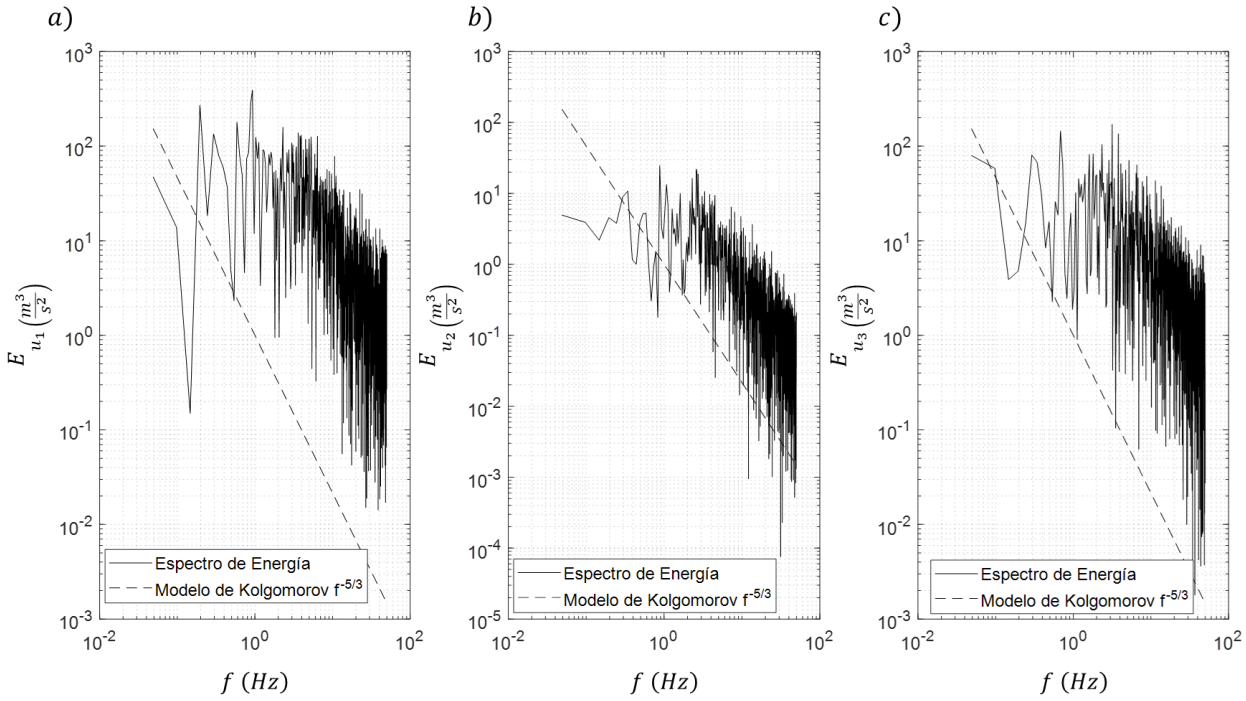


Figura 11.- Espectro de energía en las tres componentes de velocidad u_i para PFV-1. a) Componente principal u_1. b) Componente vertical u_2. c) Componente transversal u_3.

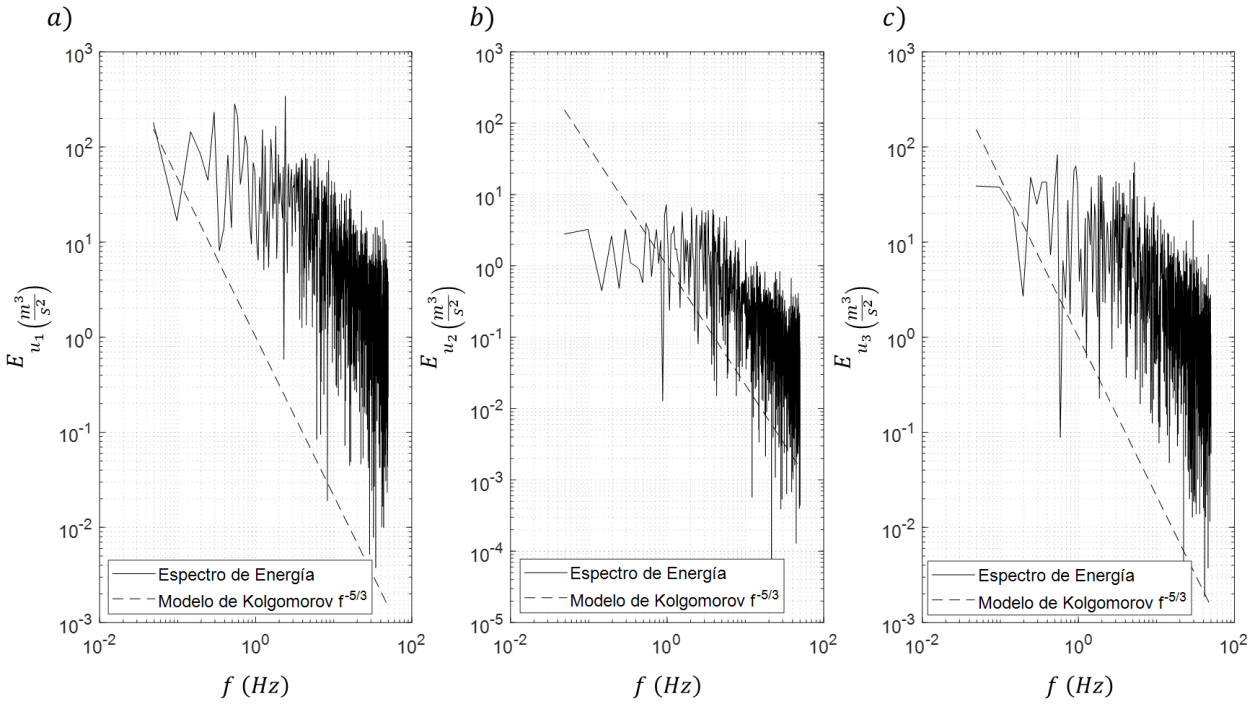


Figura 12.- Espectro de energía en las tres componentes de velocidad u_i para PFV-2. a) Componente principal u_1. b) Componente vertical u_2. c) Componente transversal u_3.

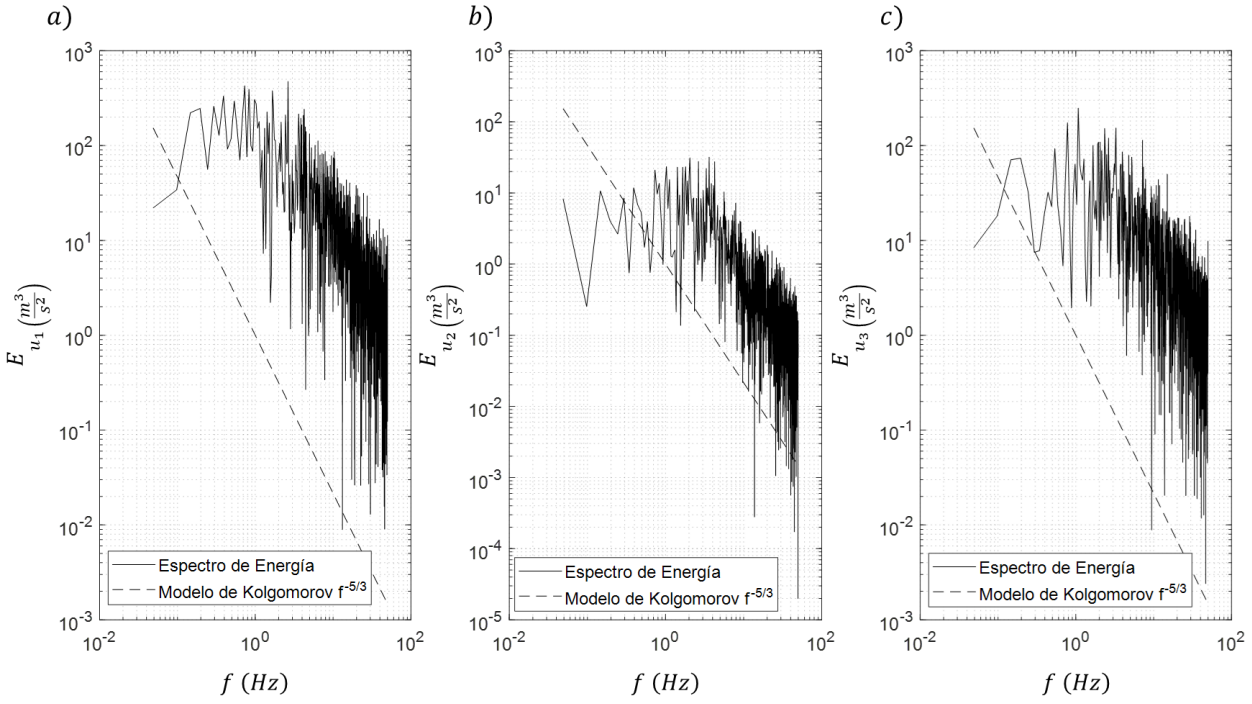


Figura 13.- Espectro de energía en las tres componentes de velocidad u_i para PFV-3. a) Componente principal u_1. b) Componente vertical u_2. c) Componente transversal u_3.

De acuerdo con los resultados de los espectros de energía se muestra una energía característico en un rango de $0.7 - 1\ Hz$ para la prueba PFV-1 en las tres componentes, E_{u_1}, E_{u_2} y E_{u_3} (véase Figura 11), para la prueba PFV-2 en un rango $0.92 - 2\ Hz$ (véase Figura 12) y para PFV-3 $1 - 2.5\ Hz$ (véase Figura 13). Por lo tanto, indica que se tiene una circulación persistente de baja frecuencia sobre la vegetación.

CONCLUSIONES

Estudiar el efecto de elementos de rugosidad flexible (vegetación) en canales requiere conocer la interacción entre estos elementos, vegetación y el fluido, de esta manera es posible prever el comportamiento del flujo para diferentes tipologías de vegetación.

Entonces en este trabajo se estudió las estructuras turbulentas generadas por los cambios de la rugosidad de fondo en el canal, en este caso vegetación flexible simulados con vegetación artificial en condiciones de flujos altos y densidad alta.

Los valores máximos de los esfuerzos de Reynolds se presentan a $0.95\ cm$ aproximadamente sobre la vegetación en las tres pruebas (Figura 8). El aumento en los esfuerzos de Reynolds y las intensidades de turbulencia se debe a la interacción entre la vegetación y el flujo, lo cual inducen a inestabilidades, generando vórtices y cambios en las características de turbulencia.

Los espectros de energía muestran la frecuencia en la que se tiene una mayor energía, generalmente se presentan a frecuencias bajas, esto debido a los grandes vórtices (escala grande). En las Figura 11, Figura 12 y Figura 13 se observa la presencia de un vórtice de baja frecuencia $(0.92 - 2.5\ Hz)$ y con una longitud de mezcla del orden de $1.2\ cm$, de acuerdo con la distribución de esfuerzos de Reynolds (Figura 8.a), lo cual se interpreta como una circulación de Kelvin-Helmholtz.

REFERENCIAS

1438:2008, I. (2008). *Hydrometry-Open Channel Flow Measurement using Thin Plate Weirs.*

Carollo, F., Ferro, V., & Termini, D. (2002). Flow Velocity Measurements in Vegetated Channels. *Journal of Hydraulic Engineering*, 664-673.

Finnigan, J. (2000). Turbulence in Plant Canopies. *Annual Reviews Fluid Mechanics*, 519-571.

Ghisalbert, M., & Nepf, H. (2006). The Structure of the Shear Layer in Flows Over Rigid and Flexible Canopies. *Environmental Fluid Mechanics*, 277-301.

Jeon, H.-S. (2015). *Flow and Sediment-POM Transport in Strean with Vegetation.* Japan: Nagoya University.

McQuivey, R. S. (1973). *Principles and Measuring Techniques of Turbulence Characteristics in Open-Channel Flows.* Washington: Geological Survey Professional Paper.

Nepf , H., & Ghisalberti, M. (2008). Flow and Transport in Channels with Submerged Vegetation. *Polish Academy of Sciences*, 753-777. doi:10.2478/s11600-008-0017-y

Oppenheim, A., & Willsky, A. (1998). *Señales y Sistemas.* Massachusetts Institute of Technology: Prentice Hall.

Palmer, V. (1945). A Method for Designing Vegetated Waterways. *Agricultural Engineering*, 516-520.

IAHR **AIIH**

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

ECUACIONES PARA EL COEFICIENTE DE PÉRDIDA DE ENERGÍA EN DISPOSITIVOS DE AMPLIACIÓN DEL DIÁMETRO

José J. Villegas-León[1,2], Alvaro A. López-Lambraño[1,2,3], Alvaro López-Ramos[4] y Carlos Fuentes[5]

[1]Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Baja California, Blvd Benito Juárez s/n, Mexicali, B.C., México, C.P. 21280.

[2]Facultad de Ingeniería, Arquitectura y Diseño, Universidad Autónoma de Baja California, carretera transpeninsular Tijuana-Ensenada, número 3917, Colonia Playitas, Ensenada, B.C., México, C.P. 22860.

[3]Hidrus S.A de CV. Frac. San Mateo, Corregidora, Querétaro, 76912, México.

[4]Escuela de Ingenierías y Arquitectura, Facultad de ingeniería Civil, Universidad Pontificia Bolivariana-Seccional Montería, Km 8. Vía a Cereté, Montería, Córdoba, Colombia.

[5]Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Paseo Cuauhnahuac 8532, Progreso, 62550 Jiutepec, Morelos, México.

E-mails: juan.villegas@uabc.edu.mx, alopezl@uabc.edu.mx, alopezramos@hotmail.com, cbfuentesr@gmail.com

RESUMEN:

En este artículo se presentan ecuaciones para calcular el coeficiente de pérdidas en dispositivos de ampliación brusca y gradual del diámetro, basándose en metodologías reportadas en la literatura que proporcionan valores distintos del coeficiente de pérdidas y, además, demandan la utilización de tablas y gráficos. En casos de estudio, las ecuaciones resultaron se útiles y prácticas para estimar el coeficiente de pérdidas, generando valores promedio de pérdidas de energía y evitando el uso de tablas y gráficos, por lo cual pueden ser utilizadas con amplia fiabilidad para ahorrar tiempo en el diseño, revisión y modelación hidráulica de los sistemas presurizados.

ABSTRACT:

In this article equations are presented to calculate the coefficient of losses in devices of sudden and gradual expansion of the diameter, based on methodologies reported in the literature that provide different values of the coefficient of losses and, in addition, demand the use of tables and graphs. In cases of application, the equations turned out to be useful and practical to estimate the loss coefficient, generating average values of energy losses and avoiding the use of tables and graphs, so they can be used with wide reliability to save time in the design, review and hydraulic modeling of pressurized systems.

PALABRAS CLAVES: pérdida de energía, ampliación del diámetro, coeficiente de pérdidas

INTRODUCCIÓN

La importancia de la presente investigación radica en solventar la necesidad de agilizar la estimación del coeficiente de pérdidas de energía en la ampliación del diámetro, contemplando diversas metodologías existentes que demandan la utilización de gráficos y tablas, debido a la alta utilización de este dispositivo en la construcción de las conducciones que operan a presión o bajo régimen forzado (Rend et al., 2013; Bae and Kim, 2014).

El hombre ha construido en diferentes épocas, diversas obras hidráulicas para cubrir sus necesidades, donde se utilizan conductos de sección circular que trabajan con circulación forzada y que consideran el uso de diversos accesorios que causan pérdidas de energía en el fluido. Estos accesorios forman parte de las conducciones para unir tramos de ésta, para ajustarse a los accidentes topográficos del terreno y a las necesidades del proyecto, así como a los cambios que se presentan en la geometría de la sección transversal y a los distintos dispositivos para el control de la descarga (Sotelo, 2013); dentro de la variedad de tipos de accesorios, con frecuencia se utilizan los accesorios de ampliación del diámetro (Bae y Kim, 2014).

Las pérdidas de energía que experimenta el fluido en una conducción forzada, ocurren cuando éste fluye a través de un conducto de sección constante y también, cuando se obstruye o modifica el flujo. Las primeras son las debidas a la fricción con las paredes del conducto, que también son conocidas por rozamiento o primarias (CFE, 1983). Las segundas se producen de forma localizadas en el cambio de la geometría o alteración del flujo y a ellas se les conoce como pérdidas menores o locales (Sotelo, 2013). En éstas últimas se abunda el estudio y particularmente en las producidas por la ampliación del diámetro.

Los dispositivos de ampliación del diámetro se utilizan en condiciones bruscas y graduales. Cuando un fluido circula por una conducción de menor diámetro a una mayor, como sucede en una ampliación brusca, su velocidad disminuye repentinamente, dando lugar a la formación de turbulencias que a su vez originan pérdidas de energía en el fluido (Mott, 2006). Sin embargo, cuando el flujo pasa a través de una ampliación gradual, el fenómeno de perturbación del flujo es similar a la condición brusca, pero la pérdida de energía ocurre en menor magnitud y tiene relación directa con la suavidad con que se produce dicha ampliación (Cengel y Cimbala, 2006).

Investigaciones recientes como las realizadas por Pinho et al. (2003), Binding et al. (2006), Rend et al. (2013), Bae and Kim (2014) y Hendrix et al. (2017) indican la importancia que persiste de evaluar las pérdidas de energía que genera una ampliación del diámetro. Pese a diversas investigaciones reportadas en la literatura no se ha establecido un valor estándar del coeficiente de pérdidas (ξ) para utilizar en dispositivos de ampliación brusca o gradual del diámetro, permitiendo obtener valores diferentes mediante una metodología u otra, bajo la exploración de gráficos y tablas con resultados experimentales.

Ante esta necesidad, el objeto principal de esta investigación es la obtención de ecuaciones que permitan estimar un valor promedio del coeficiente ξ para dispositivos de ampliación brusca y gradual del diámetro, a partir de una selección de metodologías reportadas en la literatura para este fin, y así determinar las pérdidas de energía de forma rápida, práctica e imparcial.

PÉRDIDAS DE ENERGÍA LOCALES

De acuerdo a la literatura especializada en el tema como Bariviera et al. (2013), Sabersky et al. (1999), Sotelo (2013), Streeter (2000), USACE (1980), USBR (1985), Yildirim and Singh (2010), entre otros, se establece que el estudio de las pérdidas de energía en la ampliación del diámetro se clasifica en ampliación brusca y ampliación gradual, y sus pérdidas se determina con la siguiente expresión:

$$h_L = \xi \frac{V^2}{2g} \qquad [1]$$

donde: h_L es la pérdida de carga (m); V es la velocidad media de circulación en el conducto de menor diámetro (m/s); g es la aceleración de la gravedad (m/s^2); ξ es un coeficiente de pérdidas del dispositivo (adimensional), que se obtiene mediante tablas y gráficos provenientes de resultados experimentales (Bae and Kim, 2014).

ECUACIONES DEL COEFICIENTE ξ

Para la estimación del coeficiente de pérdidas en la ampliación brusca, se seleccionaron los métodos que se establecen en Archer (1913); Brater et al. (1996); CFE (1983); Fox et al. (2006); Miller (1978); Munson et al. (1998); Streeter (1961); Trueba (1986); y USACE (1980); en los cuales se emplean tablas y gráficos para obtener el coeficiente en función de la relación del área menor con respecto al área mayor del dispositivo (A_1/A_2). Mediante cada método se determinaron valores del coeficiente de pérdidas para una relación de A_1/A_2 de 0 a 1, con los cuales se obtuvieron valores promedio (ξ_{AB}). Utilizando los valores de ξ_{AB} se trabajó con regresión lineal múltiple, donde se seleccionó una curva de ajuste y su ecuación es la que se propone para estimar el coeficiente de pérdidas de este dispositivo, la cual se escribe como sigue:

$$\xi_{AB} = 0.99906174 + 0.13856654\left(\frac{A_1}{A_2}\right)^{0.5} - 2.4035102\left(\frac{A_1}{A_2}\right) + 1.6373483\left(\frac{A_1}{A_2}\right)^{2} - 0.37144824\left(\frac{A_1}{A_2}\right)^{3} \quad [2]$$

dónde: ξ_{AB} es el coeficiente de pérdidas para una ampliación brusca del diámetro; A_1/A_2 es la relación del área menor con respecto al área ampliada. Esta ecuación puede utilizarse ampliamente con un coeficiente de determinación (r^2) de 0.999 sobre los valores promedio, para un rango de $0 \leq A_1/A_2 < 1$.

Por otra parte, para estimar el coeficiente de pérdidas de la ampliación gradual se seleccionaron y analizaron los métodos expuestos en Brater et al. (1996); CFE (1983); Gibson (1910); Henry (1944); King et al. (1981); Mataix (2010); Miller (1978); Parker (1925); Sabersky et al. (1999); Sotelo (2013); Streeter (2000); Trueba (1986); USACE (1980); y White (2008); con los que se trabajó de forma similar al dispositivo de condición brusca, hasta obtener una ecuación que determina el coeficiente de pérdidas de éstos dispositivos (ξ_{AG}).

Primeramente, se estimaron valores del coeficiente de pérdidas mediante las tablas y gráficos expuestos en cada uno de los métodos, considerando que la relación del diámetro mayor con respecto al menor (d_2/d_1) toma valores de 1 a 10 y se presenta un ángulo de ampliación (θ) de 5 a 90°. Con ello se procedió a obtener valores promedio para el caso donde la relación d_2/d_1 toma valores de 1 a 10 y la magnitud del ángulo de ampliación es de 5°, los cuales se clasificaron como ξ_{AG1}. De forma similar se obtuvieron valores promedio del coeficiente de pérdidas para la misma relación de diámetros, pero cuando el ángulo θ vale 10, 20, 30, 40, 60, 80 y 90°, mismos que se clasificaron como ξ_{AG2}, ξ_{AG3}, ξ_{AG4}, ξ_{AG5}, ξ_{AG6}, ξ_{AG7} y $_{AG8}$, respectivamente.

Empleando el conjunto de valores de cada una de las 8 clasificaciones de ξ_{AG}, se procedió a trabajar mediante regresión lineal múltiple, donde se definió una sola curva de ajuste para los valores de las 8 clasificaciones, resultando una aproximación diferente para cada una de ellas. De forma general, la ecuación de dicha curva de ajuste se puede escribir como:

$$\xi_{AG} = A + \frac{B}{(d_2/d_1)} + \frac{C}{(d_2/d_1)^2} + \frac{D}{(d_2/d_1)^3} \quad [3]$$

dónde: ξ_{AG} es el coeficiente de pérdidas para una ampliación gradual del diámetro (adimensional); A, B, C, D son coeficientes que varían en cada una de las clasificaciones de ξ_{AG}, porque dependen del ángulo de la ampliación θ. Debido a ello se trabajó también hasta obtener una ecuación para estimar cada coeficiente en función del ángulo θ. Al sustituir en la ecuación [3] las ecuaciones obtenidas para los coeficientes A, B, C y D, resulta la ecuación que se propone para

estimar el coeficiente de pérdidas de dispositivos de ampliación gradual, la cual se escribe de la siguiente forma:

$$\xi_{AG} = \alpha_1 + \beta_1\theta^{0.5} + \delta_1\theta + \eta_1\theta^2 + \lambda_1\theta^{2.5} + (\alpha_2 + \beta_2\theta^{0.5} + \delta_2\theta + \eta_2\theta^2 + \lambda_2\theta^{2.5})/(d_2/d_1) + (\alpha_3 + \beta_3\theta^{0.5} + \delta_3\theta + \eta_3\theta^2 + \lambda_3\theta^{2.5})/(d_2/d_1)^2 + (\alpha_4 + \beta_4\theta^{0.5} + \delta_4\theta + \eta_4\theta^2 + \lambda_4\theta^{2.5})/(d_2/d_1)^3 \quad [4]$$

donde ξ_{AG} es el coeficiente de pérdidas de una ampliación gradual del diámetro; θ es ángulo de la ampliación (grados); d_2/d_1 es la relación del diámetro mayor con respecto al diámetro menor del dispositivo; α_n, β_n, δ_n, η_n y λ_n, desde n_1^4, son coeficientes cuyos valores se indican en la tabla 1. Esta ecuación es válida en los rangos $1 < d_2/d_1 \leq 10$ y $5^o \leq \theta \leq 90^o$, para obtener un coeficiente $r^2 = 0.997$ sobre los valores promedio.

Tabla 1.- Coeficientes de la ecuación [3]

n	1	2	3	4
α_n	1,31221530	-0,92042755	-1,91863640	1,51712240
β_n	-0,94719809	0,64549086	1,39516460	-1,08444060
δ_n	0,21212720	-0,12629261	-0,34315859	0,25534820
η_n	-0,00304461	0,00233113	0,00466959	-0,00392553
λ_n	0,00018315	-0,00015997	-0,00026776	0,00024268

VALIDACIÓN DE LAS ECUACIONES

En esta parte se presentan dos casos de estudio para mostrar la utilidad y practicidad de las ecuaciones [2] y [4] en la estimación de valores del coeficiente pérdidas, los cuales son usados en la ecuación [1] para obtener las pérdidas de energía en los dispositivos de ampliación del diámetro.

En el caso 1, un flujo de agua con carga constante circula por una tubería recta a una velocidad media de 2.75 m/s. En dicha tubería se requiere instalar una ampliación brusca del diámetro, que podría presentar relaciones A_1/A_2 de 0 a 1.0. Bajo este escenario, se estimaron las pérdidas de energía que produce el dispositivo, utilizando las ecuaciones [1] y [2] y mediante las metodologías indicadas en Archer (1913); Brater et al. (1996); CFE (1983); Fox et al. (2006); Miller (1978); Munson et al. (1998); Streeter (1961); Trueba (1986); y USACE (1980). En la figura 1 se ilustra el comportamiento de las pérdidas de energía obtenidas para este escenario.

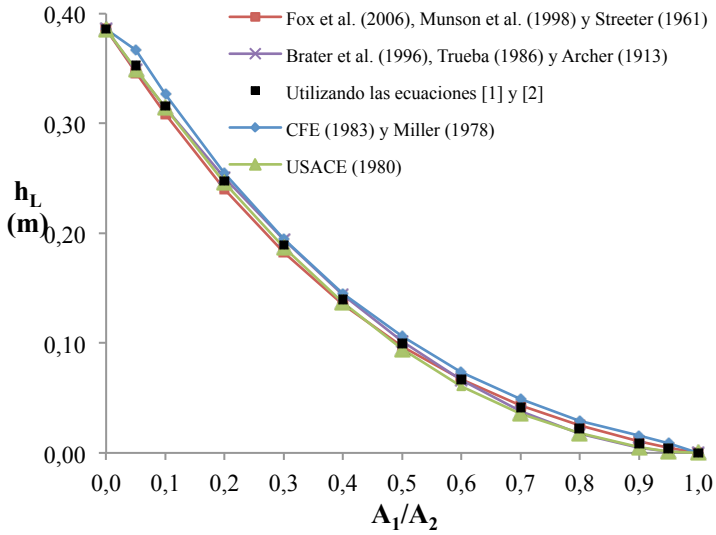


Figura 1.- Pérdidas de energía estimadas para la ampliación brusca del diámetro, bajo las consideraciones dadas en el caso de estudio 1.

En la figura anterior, se observa poca discrepancia entre las pérdidas de energía obtenidas mediante las metodologías de la literatura, así como también que, los valores de pérdidas estimados con las ecuaciones [1] y [2], tienden al promedio entre las pérdidas máximas y mínimas. Por ejemplo, cuando la relación $A_1/A_2 = 0.2$, respecto a las pérdidas estimadas utilizando la ecuación propuesta, mediante CFE (1983) y Miller (1978) las pérdidas de energía resultan +0.018 m, mientras que, con Fox et al. (2006); Munson et al. (1998); y Streeter (1961), las pérdidas surgen de -0.020 m. Sin embargo, cuando $A_1/A_2 = 0.8$, por medio de CFE (1983) y Miller (1978) las pérdidas de energía también se originan de +0.018 m, entretanto qué, a través Brater et al. (1996); Trueba (1986); y Archer (1913), las pérdidas de energía se derivan de -0.013 m.

Por otra parte, en el caso 2, un flujo de agua con carga constante circula por una tubería recta a una velocidad media de 2.90 m/s. En dicha tubería se requiere instalar una ampliación gradual del diámetro con un ángulo $\theta = 30^o$, que podría presentar relaciones d_2/d_1 de 1 a 10. Bajo este marco, se estimaron las pérdidas de energía que produce el dispositivo, utilizando las ecuaciones [1] y [4] y mediante las metodologías indicadas en Brater et al. (1996); CFE (1983); Gibson (1910); Henry (1944); King y Brater (1981); Mataix (2010); Miller (1978); Parker (1925); Sabersky et al. (1999); Sotelo (2013); Streeter (2000); Trueba (1986); USACE (1980); y White (2008). En la figura 2 se ilustra el comportamiento de las pérdidas de energía obtenidas para este caso de estudio.

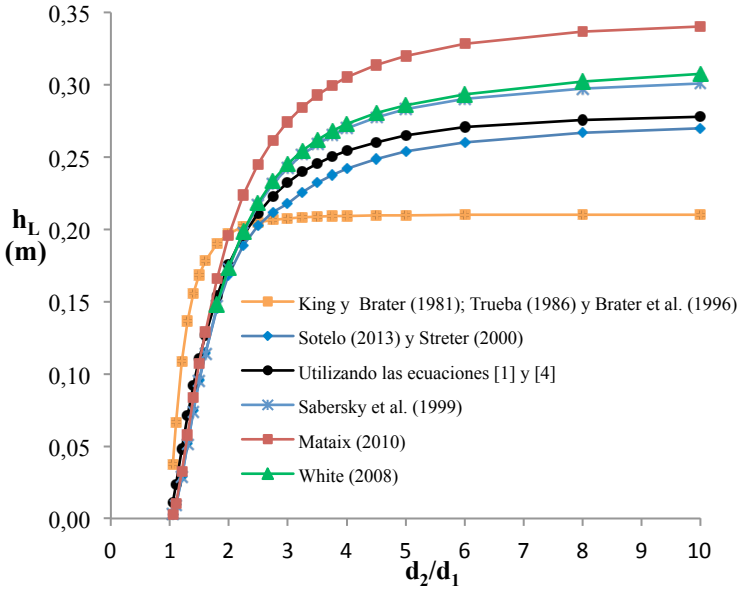


Figura 2.- Pérdidas de energía estimadas para la ampliación gradual del diámetro, bajo las consideraciones dadas en el caso de estudio 2.

En la figura 2, se aprecia que las pérdidas de energía obtenidas por medio de los métodos de la literatura, presentan mayor congruencia en el rango de $1 \leq d_2/d_1 \leq 2$, excepto los valores obtenidos con King y Brater (1981); Trueba (1986) y Brater et al. (1996), los cuales resultaron mayores. No obstante, a partir de $d_2/d_1 > 2$, los valores de pérdidas son más discrepantes entre un método u otro, manteniéndose la afinidad entre los valores de pérdidas dados por Sabersky et al. (1999) y White (2008). Además, también se muestra que los valores de pérdidas de energía evaluados mediante la ecuación [1] y [4], se inclinan al promedio entre las pérdidas máximas y mínimas. Respecto a las pérdidas obtenidas con las ecuaciones en mención, las diferencias máximas se presentan ante valores estimados con King y Brater (1981); Trueba (1986) y Brater et al. (1996), resultando de +0.065 m en $d_2/d_1 = 1.30$, así como -0.068 m en $d_2/d_1 = 10$.

A través de los escenarios de estudio se ha demostrado la utilidad y practicidad de las ecuaciones propuestas [2] y [4] para estimar el coeficiente de pérdidas, que permitieron obtener valores de pérdidas de energía mediante la ecuación [1], con una tendencia al promedio de las pérdidas estimadas con las metodologías de la literatura. Esto concede evitar la exploración y manipulación de documentos, facultando ahorrar tiempo en el diseño y revisión de los sistemas presurizados.

CONCLUSIONES

Se ha constatado que utilizando un método u otro sugerido en la literatura, se obtienen distintos valores del coeficiente ξ para la ampliación brusca y gradual del diámetro, por consiguiente, diferentes cantidades de pérdidas de energía, lo cual será más notable en proporción al número de dispositivos de un sistema. En contraste, las ecuaciones [2] y [4] que se proponen para estimar el coeficiente de pérdidas en los dispositivos estudiados, resultaron ser efectivas aplicadas en la ecuación [1] para obtener las pérdidas de energía, generando valores promedio de las metodologías analizadas, con una determinación de 0.999 y 0.996, respectivamente. A diferencia de los métodos tradicionales, dichas ecuaciones evitan la exploración de gráficos y tablas para calcular el coeficiente de pérdidas de una ampliación brusca y de una ampliación gradual, introduciendo solo parámetros geométricos del dispositivo. Por lo tanto, estas ecuaciones pueden ser utilizadas con amplia fiabilidad para ahorrar tiempo en el diseño, revisión y modelación hidráulica de las conducciones forzadas, de forma segura, rápida y práctica.

REFERENCIAS

Archer, W.H. (1913). "Loss of Head Due to Enlargements in Pipes". *Transactions ASCE*, 76, 999-1026.

Bae, Y. and Y. Kim (2014). "Prediction of local loss coefficient for turbulent flow in axisymmetric sudden expansions with a chamfer: Effect of Reynolds number". *Journal Annals of Nuclear Energy,* 73, 33-38.

Bariviera, D., Frizzone, J.A. and N.O. Rettore (2013). "Dimensional analysis approach to estimate local head losses in microirrigation connectors". *Journal Irrigation Science* 32(3), 169-179.

Binding, D.M., Phillips, P.M. and T.N. Phillips (2006). "Contraction/expansion flows: The pressure drop and related issues". *Journal of Non-Newtonian Fluid Mechanics,* 137, 31-38.

Brater, E.F., King, H.W., Lindell, J.E. and C.Y. Wei (1996). *Handbook of Hydraulics, 7th ed*. Mc Graw-Hill, USA.

Cengel, Y.A. y J.M. Cimbala (2006). Mecánica de fluidos, Fundamentos y Aplicaciones. Editorial Mc-Hill Interamericana, DF, México.

CFE (1983). *Conducciones a Presión, Tomo 2.3, Hidrotecnia.* Comisión Federal de Electricidad. Instituto de Investigaciones Eléctricas, Manual de Obras Civiles, D.F., México.

Fox, R.W., Pritchard, P.J. and A.T. Mcdonald (2006). *Introduction To Fluid Mechanics, 6th ed.* John Wiley & Son Inc., USA.

Hendrix, M.H.W., Liang, X., Breugem, W.P., R.A.W.M. Henkes (2017). Characterization of the pressure loss coefficient using a building block approach with application to by-pass pigs. *Journal of Petroleum Science and Engineering*, 150, 13-21.

Miller, D.S. (1978). *Internal flow systems. 2nd ed.* BHRA (information services), UK.

Mott, R.L. (2006). Mecánica de Fluidos. Pearson Educación, México.

Munson, B.R., Young, D.F. and T.H. Okiishi (1998). *Fundamentals of Fluid Mechanics. 3rd ed*. John Wiley & Son, New York, USA.

Pinho, F.T., Oliveira, P.J. and J.P. Miranda (2003). "Pressure losses in the laminar flow of shear-thinning power-law fluids across a sudden axisymmetric expansion". *International Journal of Heat and Fluid Flow*, 24, 747-761.

Rend, R.R., Sparrow, E.M., Bettenhausen, D.W. and J.P. Abraham (2013). "Parasitic pressure losses in diffusers and in their downstream piping systems for fluid flow and heat transfer". *International Journal of Heat and Mass Transfer,* 61, 56-61.

Sabersky, R.H., Acosta, A.J. and E.G. Hauptmann (1999). *Fluid Flow, a first course in fluid mechanics. 4th ed.* Prentice-Hall, Inc., USA.

Sotelo, A.G. (2013). *Hidráulica General. Vol. 1*, LIMUSA, D.F., México.

Streeter, V.L. (1961). *Handbook of Fluid Dynamics*. McGraw-Hill, New York, USA.

Streeter, V.L., Wylie, E.B. and K.B. Bedford (2000). *Mecánica de fluidos. 9ª ed.* Mc Graw-Hill Internacional SA, Bogotá, Colombia.

Trueba, C.S. (1986). *Hidráulica. 23ª ed.* Cia. Editorial Continental SA de CV., México

USACE (1980). *Engineering and Design, Hydraulic Design of Reservoir Outlet.* Department of the Army, Corps of Engineers, Washington, DC, USA.

USBR (1985). *Diseño de Presas Pequeñas,* 13ª ed. United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Compañía Editorial Continental, SA de CV, D.F., México.

Yildirim, G. and V.P. Singh (2010). "A MathCAD procedure for commercial pipeline hydraulic design considering local energy losses". *Journal Advances in Engineering Software*, 41, 489-496.

IAHR **AIIH**

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

ESTIMACIÓN DEL TIEMPO MARGINAL EN RDAP DEBIDO AL CIERRE DE VÁLVULAS CONSIDERANDO EFECTOS DEL FLUJO TRANSIENTE

[1]Juan Carvajal y [2]Jessica Bohórquez, MSc.
[1] Investigador, Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados (CIACUA), Universidad de los Andes, Colombia.
[2] Profesor instructor, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes, Colombia.
Email: jd.carvajal10@uniandes.edu.co, jm.bohorquez10@uniandes.edu.co

RESUMEN:

Al momento de sobreponer los desafíos inherentes al diseño de una red de distribución de agua potable (RDAP), el problema es abordado bajo la suposición de flujo uniforme a lo largo de esta. No obstante, cuando se realizan cambios en los elementos operacionales del sistema, como la operación de válvulas, se alteran las condiciones de flujo estable generando flujo transiente. Estos efectos del flujo transiente pueden controlarse si se opera de forma adecuada el cierre de válvulas. Esta investigación se enfoca en establecer el tiempo marginal al determinar diferentes cierres óptimos de una válvula ubicada en diferentes zonas de una red.

Se utilizó un modelo de optimización con dos variables de decisión: (1) curva de cierre y (2) tiempo de cierre de la válvula; y dos funciones objetivo: minimización del Factor Potencial de Daño por Transiente (FPDT) y minimización de la Cantidad de Agua Transportada (CAT). Para la solución del modelo, se implementó el algoritmo NSGA II. Los resultados obtenidos mostraron la existencia de una frontera de Pareto entre el FPDT y la CAT para la operación de la válvula, comprobando la existencia del tiempo marginal en una RDAP con distintas características como el caudal máximo y posición de válvulas.

ABSTRACT:

Water Distribution Systems (WDS) analysis is frequently carried out under the premise of steady state flow through the entire network. Yet, an interruption of steady flow conditions occurs when changes in operation elements, such as valves and pups, is introduced. If valve operation is accomplished properly, the transient pressure changes can be kept under control. This research was focused in identifying the marginal time by determining different optimal valve closures at different locations in a WDS.

For the optimization model used, the valve closure curve and its closure time where defined as decision variables. Additionally, two objective functions were established: minimization of the Amount of Water Passed (AWP) and minimization of the Surge Damage Potential Factor (SDPF). The results obtained showed the existence of a Pareto front between SPDF and AWP for the valve operation, proving the existence of a marginal time in a different WDS with diverse characteristics as maximum flow and existing valves.

PALABRAS CLAVES: Flujo Transiente; Tiempo Marginal; Optimización en RDAP.

INTRODUCCIÓN

Al momento de sobreponer los desafíos inherentes del diseño una Red de Distribución de Agua Potable (RDAP), el problema suele ser abordado bajo la suposición de flujo uniforme a lo largo de esta. El diseño de una RDAP consiste en determinar el diámetro de las tuberías de la red, cumpliendo con restricciones de presión mínima, velocidad máxima, entre otras. En la actualidad, este problema ha sido abordado de distintas formas entendiendo la importancia de la correcta operación del sistema, lo que implica la minimización de los posibles efectos del flujo transiente o flujo no permanente causado por eventos súbitos.

El flujo transiente, fenómeno también conocido como golpe de ariete, es una representación de flujo no permanente en donde las condiciones hidráulicas como la velocidad y la presión, en un punto del sistema, pueden variar rápidamente con el tiempo (Magzoub & Kwame, 2007). Las ecuaciones que gobiernan este tipo de flujo son las ecuaciones de continuidad y momentum, las cuales aplicadas a un volumen de control y considerando flujo unidimensional, se obtiene que:

$$\frac{c^2}{g}\frac{\delta v}{\delta x}+\frac{\delta H}{\delta t}=0 \qquad [1]$$

$$\frac{1}{g}\frac{\delta v}{\delta t}+\frac{\delta H}{\delta x}+\frac{f}{D}\frac{v|v|}{2g}=0 \qquad [2]$$

La ecuación 1 es la ecuación de continuidad, en donde *c* corresponde a la velocidad de onda de transiente, el término $\frac{\delta H}{\delta t}$ representa la altura piezométrica en un punto para determinado tiempo del evento transiente y $\frac{\delta v}{\delta x}$ corresponde al cambio en la velocidad (o caudal) a lo largo de la tubería considerada. Por otro lado, la ecuación 2 representa la ecuación de momentum, donde el término $\frac{\delta v}{\delta t}$ corresponde al cambio de la velocidad en el tiempo, $\frac{\delta H}{\delta x}$ representa la fluctuación en la altura piezométrica con respecto al espacio y el último término hace referencia a las pérdidas de energía por fricción. Como se puede observar, el caudal y la presión, las dos variables más importantes cualquier sistema hidráulico, están incluidas.

De los diferentes métodos analíticos y numéricos que se han propuesto para resolver este sistema de ecuaciones, el método Euleriano de las Características (MOC, por sus siglas en inglés) fue escogido por el amplio conocimiento que se tiene de este y su alta implementación. Además, este método es usado por HAMMER CONNECT de Bentley Systems, el software implementado para el cálculo de la hidráulica del flujo transiente en esta investigación. El MOC fue propuesto por Wylie y Streeter en 1993 para transformar las ecuaciones diferenciales parciales de momentum y continuidad a ecuaciones diferenciales ordinarias que son integradas para obtener representación de diferencias finitas de las variables. Este método tiene varias ventajas sobre otros métodos: incluye un criterio consolidado de estabilidad; solución explícita; un procedimiento con aproximaciones simples; y muy buena precisión cuando es ejecutado de forma adecuada (Wylie & Streeter, 1993).

En un sistema hidráulico, el golpe de ariete ocurre cuando un cambio súbito es introducido al sistema generando una onda de presión que conlleva al aumento o la disminución drástica de presiones en la red. Un evento de flujo transiente puede tener consecuencias graves en la operación de una RDAP dado que las altas presiones producidas pueden llevar a la tubería a la falla por estallido o a su deterioro paulatino por fatiga. Del mismo modo, para presiones muy bajas, el transiente puede llevar a la intrusión de aguas subterráneas al sistema, poniendo en peligro la naturaleza del agua potable transportada (Bohórquez & Saldarriaga, 2015). Existen muchas razones por las cuales un transiente se puede introducir al sistema, una de estas es cambios en la operación

de las válvulas, por ende, la operación correcta de éstas se vuelve un factor fundamental a la hora de reducir los efectos del flujo transiente.

En la ciudad de Bogotá se han estudios previos con el propósito de analizar los efectos del flujo transiente en diferentes RDAP. Bohorquez y Saldarriaga (2015) consideraron las tuberías principales de la RDAP de la ciudad con el propósito de determinar el tiempo de cierre óptimo de una válvula para minimizar los efectos del flujo transiente. Se encontró la existencia de un tiempo mínimo para el cual siempre existirán efectos en el sistema, y a este tiempo se le llamó *tiempo marginal*. El segundo estudio quería probar la existencia del tiempo marginal en redes secundarias de la ciudad. Los resultados obtenidos corroboraron la existencia de éste (Ángel & Bohórquez, 2016). Sin embargo, ambos estudios fueron realizados en la misma ciudad y con una única posición de válvula (ahogando la red) por lo que en esta investigación se espera probar la existencia del tiempo marginal en una RDAP con diferentes características como el caudal máximo, topología y la posición de las válvulas existentes.

METODOLOGÍA

En aras de cumplir con el propósito de la investigación, fue esencial el establecimiento de un procedimiento para definir el problema de optimización. En primer lugar, se seleccionó un modelo de cierre para la válvula a evaluar. Adicionalmente, fueron definidas las variables de decisión con el fin de permitir la caracterización de los individuos y la población. Luego, las restricciones, funciones objetivo y algoritmos de optimización fueron determinados. Por último, la herramienta computacional fue seleccionada.

Modelo de cierre

El cierre de una válvula puede ser modelado de diferentes maneras (Karney & Ruus, 1985), lo que implica la necesidad de seleccionar un modelo de cierre adecuado para resolver el problema propuesto. Los modelos de cierres de válvulas describen como va cambiando el porcentaje de apertura de una válvula (dependiendo de su mecanismo de desplazamiento) en el tiempo total de cierre. En esta investigación, el modelo de cierre escogido fue el modelo de cierre escalonado propuesto por Bohórquez y Saldarriaga en 2015, el cual combina los cierres uniforme y uniforme de dos pasos dando como resultado un cierre sencillo que permite ser replicado en la realidad y que ofrece una amplia gama de posibilidades para ser aprovechadas por el proceso de optimización.

El modelo de cierre escalonado plantea que el cierre de la válvula se lleve a cabo solamente a una velocidad (lo cual se representa como una pendiente única) pero con diferentes etapas, creando una, dos y hasta 3 pausas (Bohórquez & Saldarriaga, 2015). Este modelo crea curvas de cierre como la mostrada en la Figura 1 en donde la línea continua representa un ejemplo de un cierre escalonado y la línea punteada denomina los límites del modelo, los cuales son definidos por un cierre uniforme.

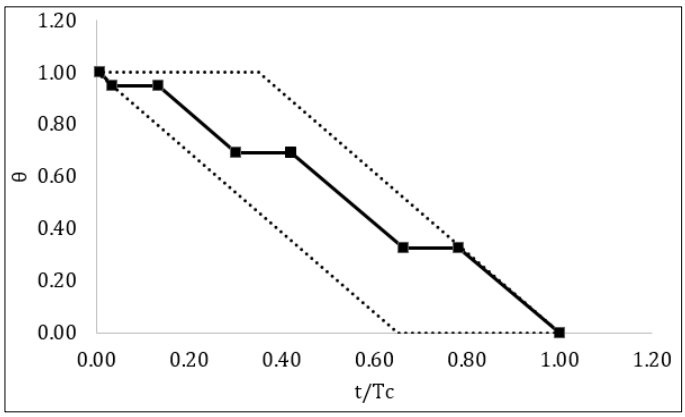


Figura 1.- Cierre escalonado.

Variables de decisión

Las variables de decisión deben establecerse para permitir la caracterización de diferentes individuos de la población. Las dos variables de decisión utilizadas fueron: primero, la curva de cierre de la válvula y segundo, el tiempo de cierre. En primer lugar, la curva de cierre es definida con el modelo de cierre escalonado mediante la creación de curvas con diferentes pausas y con cinco números aleatorios entre 0 y 1 para determinar la ubicación y el tamaño de las pausas (Bohórquez & Saldarriaga, 2015). Otros parámetros como la tasa de cierre mínima y el tiempo mínimo de pausa deben ser definidos para establecer si unir dos pausas que se encuentren muy próximas la una a la otra. En segundo lugar, el tiempo total de cierre de la válvula se plantea como la segunda variable de decisión, el cuál es independiente del tipo de cierre que se obtenga en la primera variable.

Restricciones

Las restricciones hidráulicas consideradas son expresadas en las ecuaciones 3 y 4.

$$\sum_{i=1}^{Nu} Q_{D_i} = \sum_{1}^{m} Q_e \qquad [3]$$

$$\sum_{j=1}^{NT} h_{fij} + \sum_{j=1}^{NT} h_{mij} = 0 \qquad [4]$$

Estas ecuaciones hacen referencia a los dos principios fundamentales de la hidráulica de un RDAP. En la ecuación 3, se establece que la cantidad de agua que entra al sistema debe ser igual a la cantidad de agua que se mueve a través de este y a la cantidad de agua que sale en forma de demanda a los usuarios del sistema, esto se conoce como conservación de masa y es calculada en todos los nodos de la red. Por otro lado, con la ecuación 4 se establece el principio de conservación de energía el cual es calculado en cada uno de los circuitos de la red (Saldarriaga, 2016). En cuanto a la hidráulica del flujo transiente, se establecieron restricciones con relación a las presiones mínimas y máximas del sistema. Las demás restricciones fueron establecidas para crear de forma adecuada los diferentes individuos. Estas restricciones son: tiempo mínimo de pausa, la magnitud mínima de cierre y tiempo mínimo y máximo de cierre.

Funciones Objetivo

Se implementaron dos funciones objetivo, cada una asociada con cada variable de decisión. La primera ecuación se relaciona con la minimización de los efectos del flujo transiente y la segunda ecuación controla el tiempo de cierre de la válvula. En primer lugar, el Factor Potencial de Daño por Transiente (FPDT), propuesto por Jung et al. en 2011, fue usado para minimizar los efectos de un evento transiente. El FPDT es la integración de las presiones que se encuentran por debajo de la presión mínima y por encima de la máxima, estos niveles son determinados de acuerdo con el sistema como un margen porcentual con respecto a la presión en estado estable (Jung et al., 2011). La función para el FPDT se muestra en la ecuación 5.

$$FPDT_i = \frac{\int |H_i(t)|\, dt}{T_{Tr}} \quad cuando\ H_i < H^*_{min}\ o\ H_i > H^*_{max} \qquad [5]$$

donde T_{T_r} corresponde al tiempo total del transiente, y $H^*_{mín}$ y $H^*_{máx}$ son los niveles de presión a medida que el FPDT es calculado. El subíndice i hace referencia a cada nodo analizado y FPDT

total es la suma de cada uno de estos. Por ende, el objetivo de la función es la minimización del FPDT para reducir los efectos del flujo transiente.

Para evitar que el algoritmo migre a valores máximos de tiempo de cierre (porcentaje de cierre vs. tiempo), se estableció una relación entre el tiempo de cierre y la Cantidad de Agua Transportada (CAT). El cálculo de la CAT fue propuesto por Bazargan-Lari et al. en 2013 para resolver un problema relacionado con la respuesta de un sistema en caso de una emergencia. Así, la minimización de la CAT conlleva al algoritmo de optimización a determinar un tiempo de cierre óptimo. La ecuación 6 muestra la expresión para el cálculo de la CAT:

$$CAT_i = \int_0^{t_c} |Q_i(t)| dt \qquad [6]$$

En este contexto, la CAT es el área por debajo de la curva de caudal a lo largo del tubo cerrado en dónde se ubica la válvula. t_c representa el tiempo de cierre y $Q_i(t)$ es el caudal a lo largo del tubo. El valor de la CAT se presenta en unidades de m^3.

Consecuentemente, el uso simultáneo de las funciones objetivo da al problema de optimización una esencia. Cuando el tiempo de cierre aumenta y la CAT es mayor, los efectos del flujo transiente disminuyen reduciendo el FPDT. Del mismo modo, cuando la CAT disminuye, el FPDT aumenta. Por ende, no es posible encontrar una única solución, diferentes combinaciones del FPDT y la CAT pueden minimizar los efectos del flujo transiente generando una frontera de Pareto. Dada la naturaleza del problema y la complejidad de los efectos del flujo transiente en una RDAP, es necesario pensar el problema como una optimización multi-objetivo (Carrillo y Mendoza, 2015).

Algoritmos de Optimización

Una vez establecidas las variables de decisión, las funciones objetivo y las restricciones del problema, es necesario escoger el algoritmo de optimización. Como se mencionó anteriormente, la naturaleza del problema requiere que se encuentre una serie de soluciones por cada vez que se ejecuta, y considerando la complejidad de los efectos del transiente, es necesaria la implementación de un algoritmo multi-objetivo. El algoritmo NSGA-II, usado previamente por Jung et al. para determinar el diseño óptimo de una RDAP considerando los efectos del flujo transiente y los diámetros de las tuberías (Jung, et al., 2011), fue seleccionado para solucionar el problema propuesto en esta investigación. Este algoritmo fue propuesto por Deb, et al. en el 2002, y considera una población inicial de tamaño P_i para finalizar creando una población denominada como P_{i+1}. En términos generales, el algoritmo se compone de 4 etapas: [1] Generación de la población Q_i, [2] jerarquización no dominada, [3] jerarquización por aglomeración y [4] generación de la población P_{i+1} (Deb, et al., 2002).

Herramienta Computacional

La herramienta computacional utilizada fue Optimal Closure V3, creada por Bohórquez y Saldarriaga en el 2014. Esta plataforma desarrollada en Visual Studio permite el uso de una herramienta específica desarrollada por Bentley Systems, Water Objects.Net, para ejecutar varias veces Bentley HAMMER CONNECT, el software seleccionado para el modelo hidráulico del transiente. En primer lugar, los individuos (curvas de cierre) son creados en Optimal Closure. Luego, los individuos son evaluados en HAMMER CONNECT bajo un análisis de transiente y finalmente los resultados de HAMMER CONNECT son evaluados en Optimal Closure para seleccionar los mejores resultados. La interacción de estas herramientas permite la determinación de curvas de cierre óptimas usando optimización monobjetivo y multiobjetivo (Bohórquez y Saldarriaga, 2015).

Gómez y Saldarriaga (2016) adaptaron Optimal Closure V3 con el fin de reducir el tiempo computacional y facilitar su implementación. Esta herramienta permite la introducción de diferentes modelos hidráulicos en HAMMER y conecta las plataformas permitiendo la resolución del problema de optimización directamente desde la interfaz de Optimal Closure V3.

CASO DE ESTUDIO

La RDAP seleccionada para esta investigación fue Belén, un sector hidráulico de la red principal de la ciudad de Manizales, Colombia. La red cuenta con un tanque de suministro y contiene tuberías con diámetros inferiores a los 305 mm. El sistema está compuesto por 291 nodos y 321 tuberías, para una longitud total de 12.8 km. Para resolver el problema de optimización propuesto, se ubicó la válvula en dos lugares distintos de la red. Las ubicaciones de la válvula fueron seleccionadas al probar en diferentes lugares de la red los efectos de transiente que se generaban por su cierre repentino. Del mismo modo, estas ubicaciones tienden a estar en el centro geográfico de la red con el fin de analizar la extensión de los efectos del golpe de ariete. Para la primera posición, el caudal en la tubería aguas arriba, bajo condiciones estables, era de 1.98 l/s y para la segunda posición de 0.75 l/s. En ambas ubicaciones, el diámetro de la válvula era de 152.4 mm. El esquema final de la red es presentado en la Figura 2.

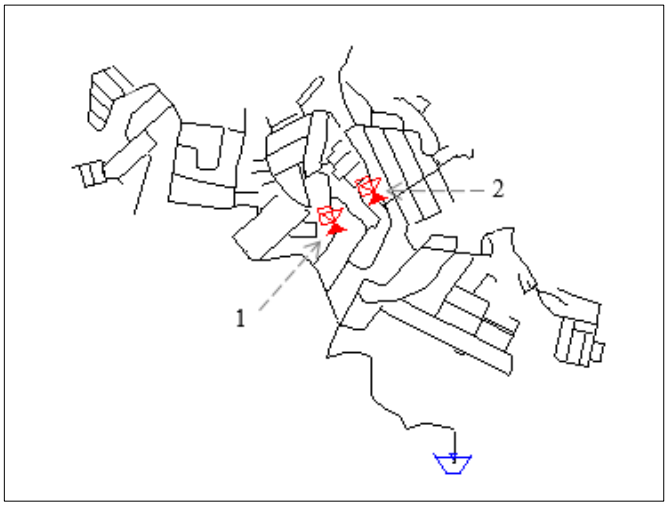


Figura 2.- Ubicación de válvulas en RDAP Belén, Manizales.

RESULTADOS

En primer lugar, se realizó un análisis del área de influencia de la válvula debido a que toda la red no era susceptible a los efectos del transiente. El área de influencia fue determinada mediante la implementación de HAMMER CONNECT generando cierres aleatorios de las válvulas y analizando la onda de presión que se propagaba a través de la red. Los nodos y las tuberías afectadas por el cierre de la válvula enmarcan el área de influencia de esta misma. Como se esperaba, se observó que únicamente fueron afectados los nodos y tuberías cercanos a la válvula. En la Figura 3 es posible observar el área de influencia para las dos posiciones de la válvula.

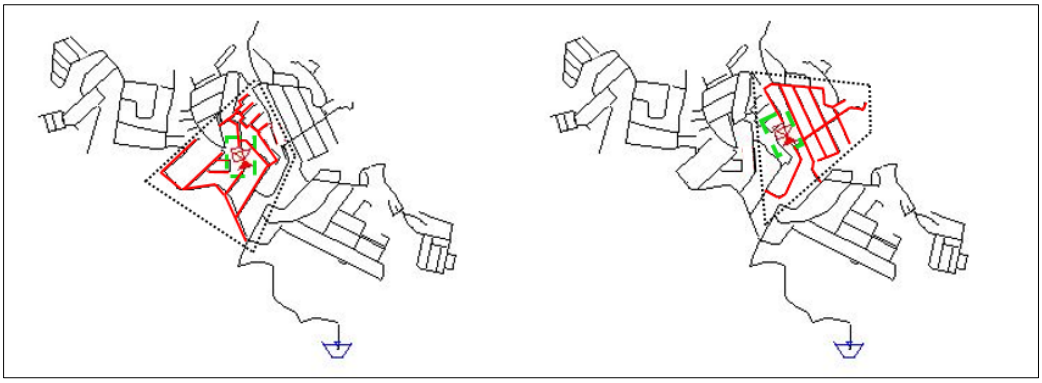


Figura 3.- Área de influencia de las válvulas.

Una vez establecida el área de influencia de las válvulas, la herramienta computacional fue implementada. Es importante recalcar que el FPDT únicamente fue calculado en esta área. Para resolver el problema utilizando el algoritmo NSGA-II (Deb, et al., 2002) fue establecido el número de generaciones y del tamaño de la población como 40 y 15 respectivamente, con una probabilidad de cruce de 0.5 y una probabilidad de mutación de 0.001 (Khalafallah, 2014). Estos parámetros fueron los mismos para los dos escenarios estudiados. Las Figuras 4.1 y 4.2 muestran los resultados de una ejecución de la herramienta computacional.

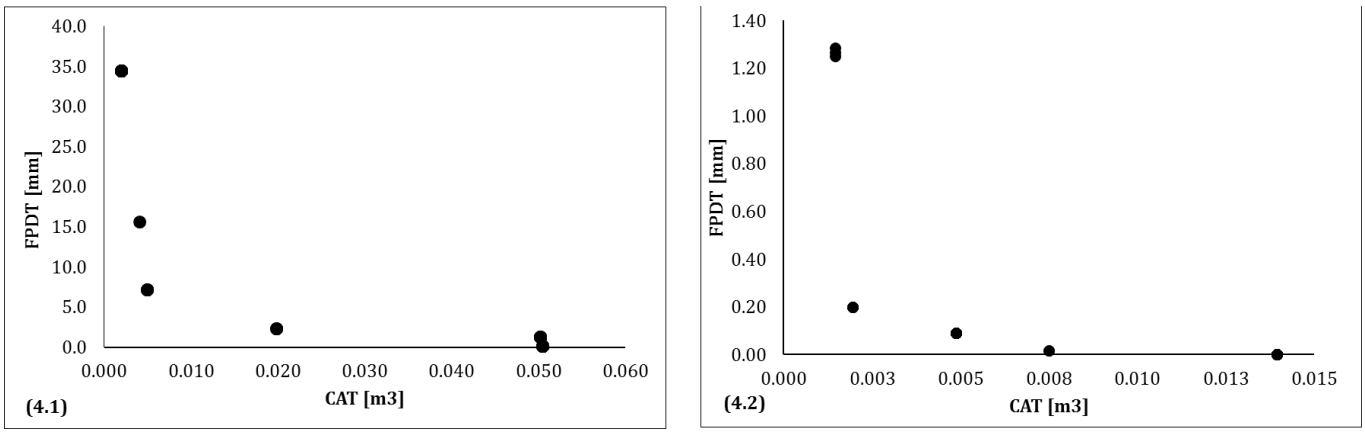


Figura 4.- Resultados de optimización para una prueba. (4.1) Ubicación de válvula 1. (4.2) Ubicación 2.

En la Figura 4 puede observarse que los resultados obtenidos tienen el comportamiento esperado, cuando la CAT aumenta (tiempo de cierre aumenta), el FPDT disminuye (efectos del flujo transiente son menores). Del mismo, cuando la CAT se reduce (tiempo de cierre disminuye) el FPDT aumenta (efectos del flujo transiente aumentan). En las Figuras 5 y 6 se muestran los resultados de la optimización para las dos posiciones de válvula estudiadas.

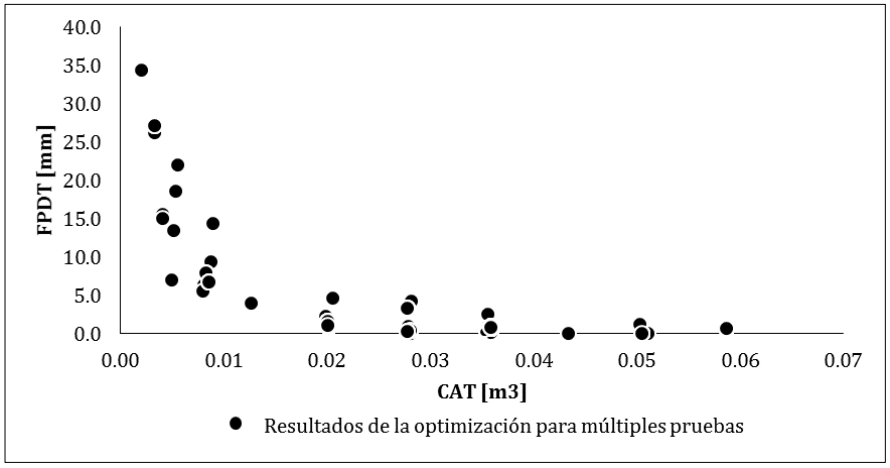


Figura 5.- Resultados de optimización para la posición de válvula 1.

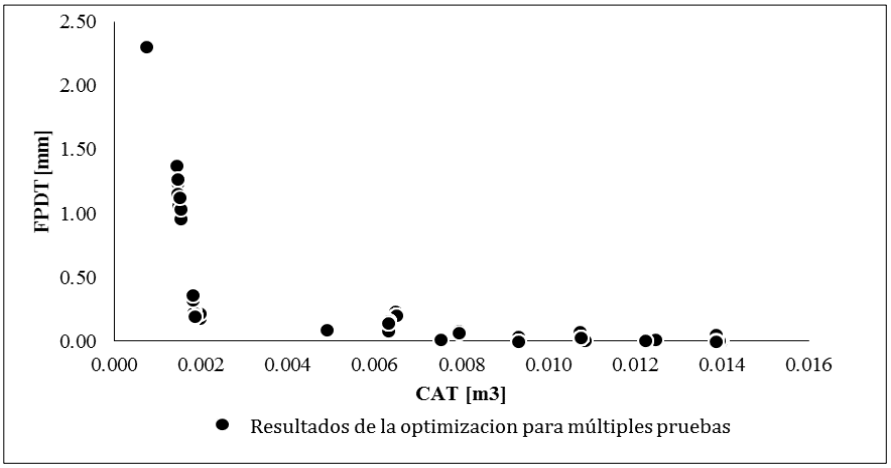


Figura 6.- Resultados de optimización para la posición de válvula 2.

Para las dos posiciones de válvula evaluadas, los resultados obtenidos muestran una frontera de Pareto bien definida en donde ningún individuo domina sobre otro. Para la ubicación de válvula 1, el FPDT y la CAT varían en un rango mayor que para la ubicación 2. En el caso de la ubicación 1, el FPDT y la CAT alcanzaron un valor máximo de 40 mm y 0.06 m^3 respectivamente. Por otro lado, para la posición de válvula 2, el FPDT y la CAT alcanzan un máximo de 2.5 mm y 0.015 m^3.

Este comportamiento es posible debido al caudal inicial que se transporta en cada tubería bajo condiciones de flujo estable. Para la posición 1, el caudal de la tubería aguas arriba de la válvula es 2.65 veces mayor que en el caudal en la posición 2, por ende, es de esperarse un efecto mayor del transiente, lo que implica una onda de presión más pronunciada en su área de influencia. En las Figuras 7 y 8 es posible apreciar la onda de presión en la tubería aguas arriba de cada válvula junto con la curva de cierre que produjo esta misma.

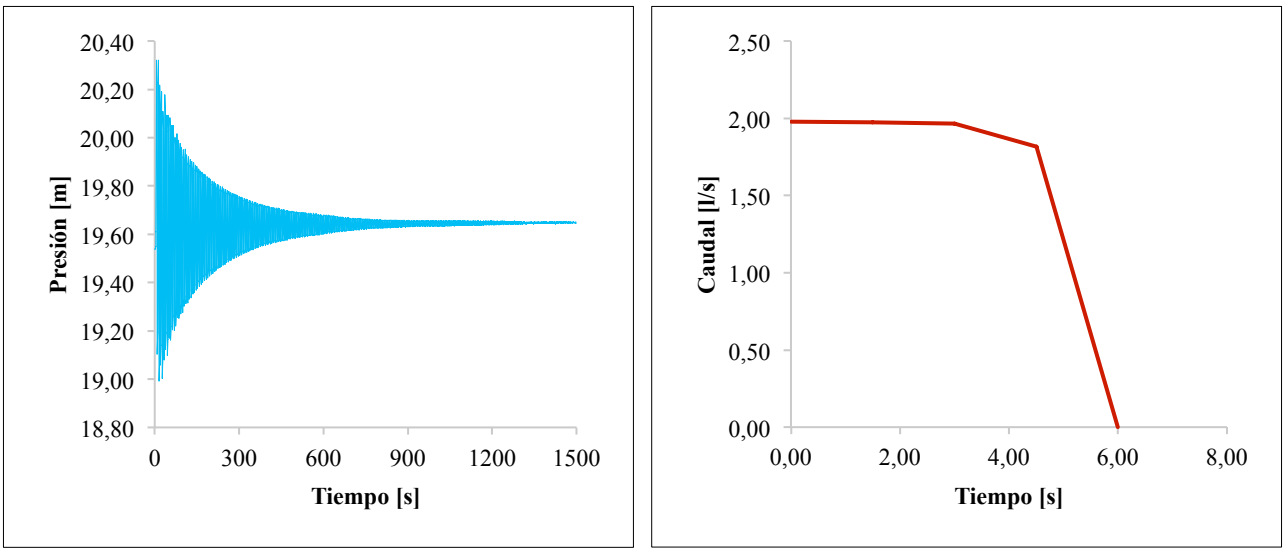


Figura 7.- Presión y caudal en el tiempo para un cierre de válvula ejemplo. Posición de válvula 1.

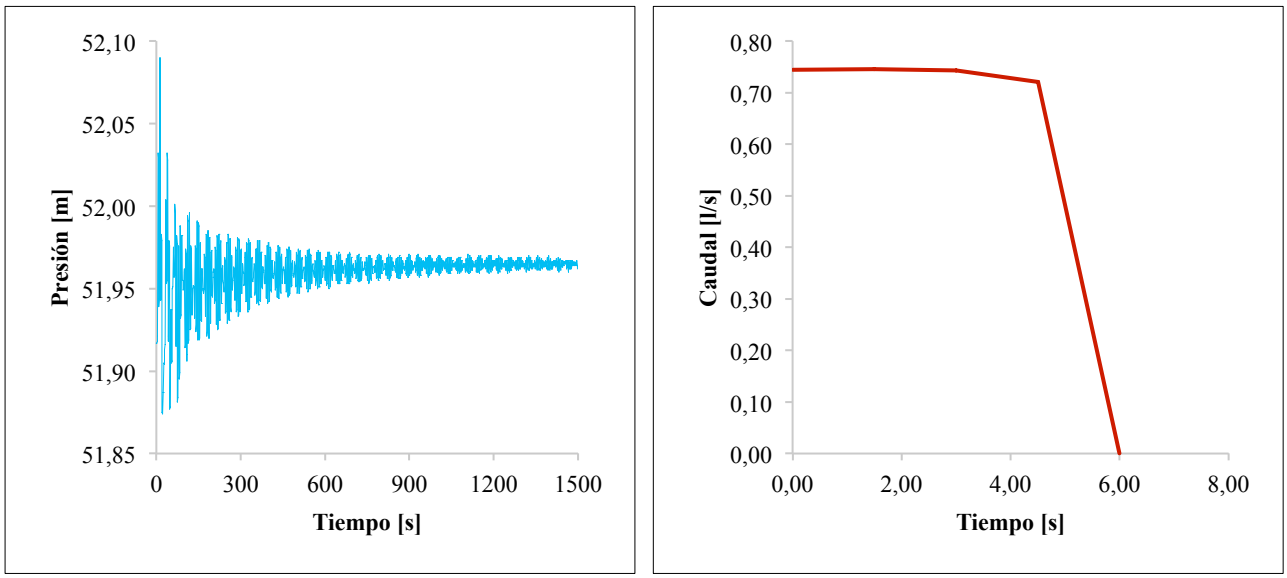


Figura 8.- Presión y caudal en el tiempo para un cierre de válvula ejemplo. Posición de válvula 2.

Como se puede observar, para una misma curva de cierre, la onda de presión generada es más pronunciada en la posición de válvula 1. Para esta misma, la presión máxima es de 20.3 m y la mínima es de 18.9 m, dando así una fluctuación máxima de 1.4 metros, con un caudal inicial de 1.98 l/s. Para el caso de la posición 2, las presiones máximas y mínimas son de 52.1 m y 51.8 m respectivamente, lo que da una fluctuación en la presión de 0.7 metros para un caudal inicial de 0.75 l/s.

Por otro lado, de las Figuras 5 y 6 es notorio que a partir de cierto valor de CAT los valores en el FPDT son imperceptibles. Esto quiere decir que, desde un valor de tiempo de cierre de la válvula, y por debajo de este, los efectos del flujo transiente en el sistema no pueden ser reducidos. Este valor límite es el tiempo marginal, el cual representa el tiempo específico de cierre de una válvula a partir del cual no existe diferencia en la minimización de los efectos del golpe de ariete. Para la posición de válvula número 1, el tiempo marginal es de 1.19 segundos, mientras que para la válvula 2, el tiempo marginal es de 2.06 segundos. En cuanto a las curvas de cierre, cabe resaltar que los resultados obtenidos fueron conclusivos acerca de un único cierre, puesto que se obtuvieron diferentes curvas de cierre óptimo para un mismo tiempo de cierre específico. La Figura 9 muestra 2 curvas de cierre óptimas obtenidas para la válvula en la posición número 1.

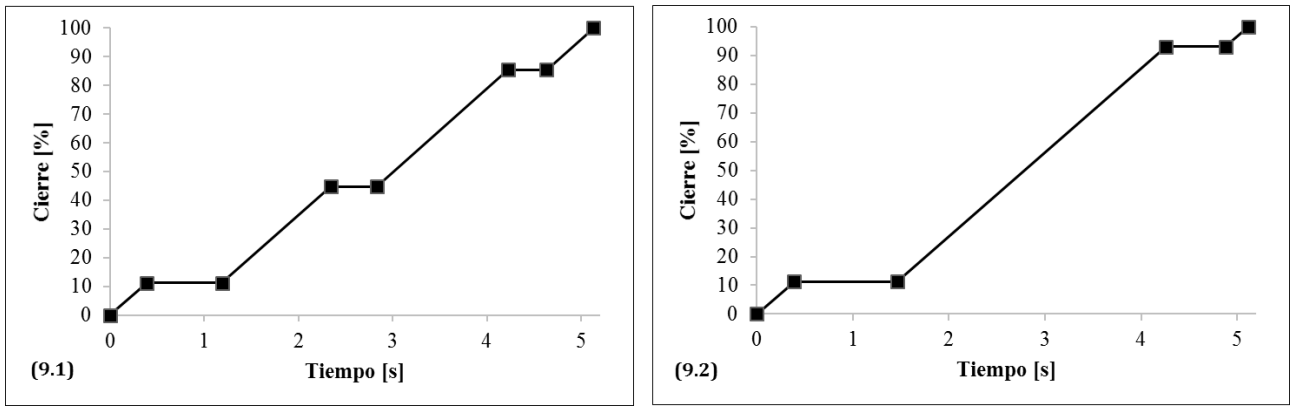


Figura 9.- Curvas de cierre óptimas. Posición de válvula 1.

CONCLUSIONES

Se propuso un problema de optimización para corroborar la existencia del tiempo marginal cuando se busca establecer el cierre óptimo de una válvula en una RDAP. Dada la naturaleza del

problema, fue necesaria la implementación del algoritmo multiobjetivo NSGA-II. Después de revisar los resultados es posible realizar diferentes conclusiones.

En primer lugar, para las dos ubicaciones de válvula estudiadas, los resultados de la optimización permitieron apreciar una frontera de Pareto bien definida, indicando que el algoritmo de optimización funcionó de manera adecuada. Adicionalmente, la herramienta computacional Optima Closure V3, la cual permitió una interacción directa con HAMMER CONNECT, redujo el tiempo computacional y el esfuerzo para la evaluación de cada individuo (curva de cierre) creado.

En segundo lugar, los resultados obtenidos no fueron conclusivos acerca de una única curva de cierre. Diferentes curvas de cierre pueden ser definidas como óptimas el tener el mismo tiempo de cierre total. Para futuras investigaciones se recomienda implementar otros modelos de cierre a la herramienta computacional.

Tercero, de las gráficas de FPDT vs. CAT, es posible observar que el incremento en el tiempo de cierre conlleva a un efecto importante en la minimización del FPDT hasta un valor límite. Este valor hace referencia a la CAT relacionada con un tiempo de cierre específico, confirmando la existencia del tiempo marginal para las dos ubicaciones estudiadas.

Por último, los tiempos marginales obtenidos para ambas ubicaciones indicaron cierres rápidos. Esto es consecuencia del tamaño del área de influencia y de la baja intensidad de onda de presión creada por la alteración en el flujo. En las ubicaciones estudiadas, los Transientes generados no fueron dañinos para la RDAP. Para futuras investigaciones, se recomienda probar ubicaciones de válvulas en lugares donde el caudal en condiciones de flujo estable sea más significativo.

REFERENCIAS

Angel , L., & Bohorquez, J. (2016). "Quantification of Marginal Time in valves operation optimization for the minimization of transient flow effects in Water Distribution Systems". *Water Distribution and Sewer Systems Research Centre - CIACUA, Universidad de los Andes.* Bogotá D.C.

Bazargan-Lari, M., Kerachian, R., Afshar, H., & Bashi-Azghadi, S. (2013). "Developing an optimal valve closure rule curve for real-time pressure control in pipes". *Journal of Mechanical Science and technology*, pp. 215-225.

Bohorquez, J., & Saldarriaga J. (2015). "Valve Operation Optimization for Minimizing Transient Flow Effects in Water Distribution Systems (WDS): Application to Main Pipes" in Bogota, Colombia. *World Environmental and Water Resources Congress 2015: Floods, Droughts, and Ecosystems.* Austin, Texas, USA.

Bohorquez J., & Saldarriaga J. (2014). "Optimización en la operación de válvulas para minimizar efectos por flujo transiente en redes de distribución de agua potable. Aplicación" en red matriz de Bogotá D.C. *Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados – CIACUA, Universidad de los Andes*. Bogotá D.C.

Boulos, P., Karney, B., & Lingireddy, S. (2005). "Hydraulic Transient Guidelines for Protecting Water Distribution Systems". *Journal AWWA*.

Carrillo, A., & Mendoza, O. (2015). "Introducción al Método de Diferencias Finitas y su Implementación Computacional". *Facultad de Ciencias, UNAM*.

Deb, K., Pratap, A., Agarwal, S., & Meyarivan, T. (2002). "A fast and Elitist Multiobjective Genetic Algorithm: NSGA-II". *IEEE Transactions on Evolucionary Computation*, pp. 182-197.

Gómez, J. S., & Saldarriaga, j. g. (2016). "Optimización de los tiempos computacionales en el análisis de la operación de válvulas para minimizar los efectos del flujo transiente en redes de distribución de agua potable". *Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados – CIACUA, Universidad de los Andes*. Bogotá D.C.

Jung, B., Boulos, P., & Altman, T. (2011). "Optimal transient network design: a multi-objective approach". *Journal AWWA*, pp. 118-12.

Karney, B., & Ruus, E. (1985). "Charts for water hammer in pipelines resulting from valve closure from full opening only". *Canadian Journal of Civil Engineering,,* pp. 241-264.

Khalafallah, A. (2014). "Assessing the Performance of the Non-Dominated Sortic Genetic Algorithm in Optimizing Construction SIte Planning". *Computing in Civil and Building Engineering*, pp. 1254-1261.

Magzoub, M. A., & Kwame, S. (2007). "Hydraulic Transient in a Pipeline - Using Computer Model to Calulate and Simulate Transient". *Division of Water Resources Engineering, Deparment of Building and Environmental Technology. Lund Univesity*.

Saldarriaga, J. (2016). *Hidráulica de Tuberías.* Bogotá: Alfaomega. Tercera edición. ISBN: 978-958-682-971-7.

Skulovich, O., Perelman, L., & Ostfeld, A. (2013). "Modeling and Optimizing Hydraulic Transients in Water Distribution Systems". *12th International Conference on Computing and Control for the Water Industry.*

Wylie, E. B., & Streeter, V. L. (1993). *Fluid Transients in Systems.* New Jersey: Prentice Hall.

IAHR **AIIH**

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

ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD DE FUNCIONES DE COSTO SOBRE EL DISEÑO ÓPTIMO DE REDES DE DRENAJE URBANO

[1]Andrés Aguilar, [2]Natalia Duque y [3]Juan Saldarriaga
[1,2] Investigador, Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados (CIACUA), Universidad de Los Andes, Colombia.
[3] Profesor Titular, Departamento de Ingeniería civil y ambiental, Universidad de Los Andes, Colombia.
[1]af.aguilar691@uniandes.edu.co; [2]n.duque634@uniandes.edu.co; [3]jsaldarr@uniandes.edu.co

RESUMEN:

Las funciones de costo utilizadas en las metodologías para el diseño optimizado de redes de drenaje son factores de gran importancia, pues permiten la estimación cercana de los costos reales de construcción de una red. Para este caso se requiere una función de costo que cumpla con los requerimientos de cada uno de los sub-problemas. Primero, en la selección del trazado se implementa una función dependiente del caudal de diseño y la dirección de la tubería, teniendo en cuenta que en esta etapa no se tiene conocimiento del diámetro, profundidad de excavación y pendiente de cada una de las tuberías. Sin embargo, se debe decir que una buena estimación de los costos desde la selección del trazado facilita la obtención de un diseño hidráulico que minimice los costos de construcción.

En este artículo se escogieron algunas de las funciones de costo que se encuentran en la literatura y se implementaron en la metodología para diseño óptimo de redes de drenaje urbano propuesto por Duque N. (2015) sobre una red real localizada en Bogotá, Colombia. De esa manera, se pudo concluir acerca del efecto que tiene cada una de las funciones de costo sobre el trazado, y posteriormente sobre el diseño hidráulico de la red ejemplo. Así se pudo determinar la eficiencia y la robustez de las funciones a través de un análisis estadístico y así definir cuál de estas se puede utilizar para futuros trabajos.

ABSTRACT:

The cost functions used in the methodologies for optimal drainage network design are important factors, since they allow the close estimation of the real costs of building a network. For this case a cost function is required that meets the requirements of each of the sub-problems. First, the selection of the path implements a function dependent on the flow of design and the direction of the pipe, taking into account that at this stage is not aware of the diameter, depth of excavation and slope of each of the pipes. However, it should be said that a good estimate of the costs from the selection of the route makes it easier to obtain a hydraulic design that minimizes the construction costs.

This article selected some of the cost functions found in the literature and were implemented in the methodology for optimal design of urban drainage networks proposed by Duque N. (2015) on a real network located in Bogota, Colombia. Thus, it was possible to conclude about the effect that each of the cost functions has on the layout, and then on the hydraulic design of the example network. Thus it was possible to determine the efficiency and the robustness of the functions by means of a statistical analysis and thus to define which of these can be used for future works.

PALABRAS CLAVES: Diseño optimizado de alcantarillados; selección de trazado; aproximación lineal; función de costo.

INTRODUCCIÓN

La infraestructura de redes de alcantarillado resulta de gran importancia para el bienestar de cualquier sociedad pues son mecanismos que permiten evitar problemas de salud pública y contraer enfermedades provenientes por la deficiente calidad del agua. Por tal motivo, tener un buen sistema de drenaje debe ser una prioridad para todos los gobiernos, sin embargo, los altos costos de construcción son un condicionante para que esto se lleve a cabo, y en mayor medida en países en vías de desarrollo. Adicionalmente, se debe destacar que la diferencia de costos entre dos alternativas de diseño de una red puede ser hasta del 85%. De tal manera, resulta relevante encontrar una metodología que permita definir el trazado y el diseño hidráulico de una red minimizando los costos de construcción, para aumentar la cobertura del servicio de alcantarillado en más ciudades.

De esta manera, a lo largo de la historia reciente se han implementado varias metodologías, como Programación Lineal y Programación Dinámica, que intentan darle solución a este problema, siempre teniendo en cuenta que se debe resolver en dos problemas diferentes y secuenciales, la selección del trazado y el diseño hidráulico.

Sin embargo, en el presente artículo se quiere analizar la metodología para el diseño optimizado de alcantarillados propuesta por Duque (2015), en la cual da solución a la selección de trazado por medio de un modelo de programación entera mixta que se conoce como Network Design Problem (NDP), donde la variable fundamental que se debe definir es el caudal de diseño y la dirección de flujo de cada tubería. Y en el caso del diseño hidráulico este se realiza mediante una extensión de la metodología propuesta por Duque et al. (2016), en la que se define la profundidad de excavación y el diámetro de las tuberías por medio de un algoritmo de ruta más corta conocido como Bellman Ford, que minimiza los costos de construcción.

Por otro lado, alrededor del mundo se han realizado investigaciones que están más relacionadas con lo propuesto por Duque (2015). Por ejemplo, Li y Mathew (1990) utilizan modelos de programación no lineal (PNL) con el fin de determinar los factores topográficos como flujo, diámetros y pendientes de las tuberías de la red. En este planteamiento los autores dividen el problema en dos etapas. La primera corresponde a la optimización de los diámetros y pendientes de las tuberías, junto a la ubicación de las estaciones de bombeo, si aplica el caso. En segunda instancia, se mantienen todas las variables constantes y se modifica gradualmente la tasa de flujo y así se busca tuberías que minimicen la función objetivo que depende de la velocidad de flujo, la cota de corona de las tuberías y la presencia de estaciones de bombeo, a través de una búsqueda utilizando el algoritmo de ruta más corta de Dijkstra.

Sin embargo, el método que más se ha desarrollado y popularizado por muchos autores son los Algoritmos Genéticos (AG). Por ejemplo, Haghighi A. y Bakhshipour A. (2012) utilizan estos algoritmos para el diseño hidráulico, donde determinan los diámetros de las tuberías y las cotas de excavación. Además, se han combinado diferentes metodologías con los AG como Cisty M. (2010) que propone una alternativa que utiliza AG y programación lineal, Pan y Kao (2009) combinan los AG con programación cuadrática. También se han utilizado otras metodologías heurísticas para el diseño optimizado de alcantarillados como los algoritmos de colonia de hormigas, recocido simulado y búsqueda Tabú.

A partir de lo anterior, se pretende realizar una evaluación del impacto que tiene la implementación de diferentes funciones objetivo, encontradas en la literatura, sobre los resultados de trazado y diseño hidráulico en una red utilizando la metodología para el diseño de alcantarillados propuesta por Duque (2015). En esta se hace uso de herramientas heurísticas y estadísticas con el fin de realizar una conexión coherente y secuencial entre los problemas de selección de trazado y diseño hidráulico, de tal manera que se llegue a estimar los costos de construcción de una red de la manera más precisa posible.

METODOLOGÍA

Para el problema de diseñar un alcantarillado desde su trazado hasta su diseño hidráulico, Duque (2015) propone una metodología exhaustiva en el que intenta solucionar esta situación a través de la división del proceso en dos etapas: La selección del trazado y el diseño hidráulico. De esta forma siempre se garantiza que la solución proporcionada cumple con los requisitos y recomendaciones dadas por la normativa del país y demás restricciones hidráulicas que se establezcan.

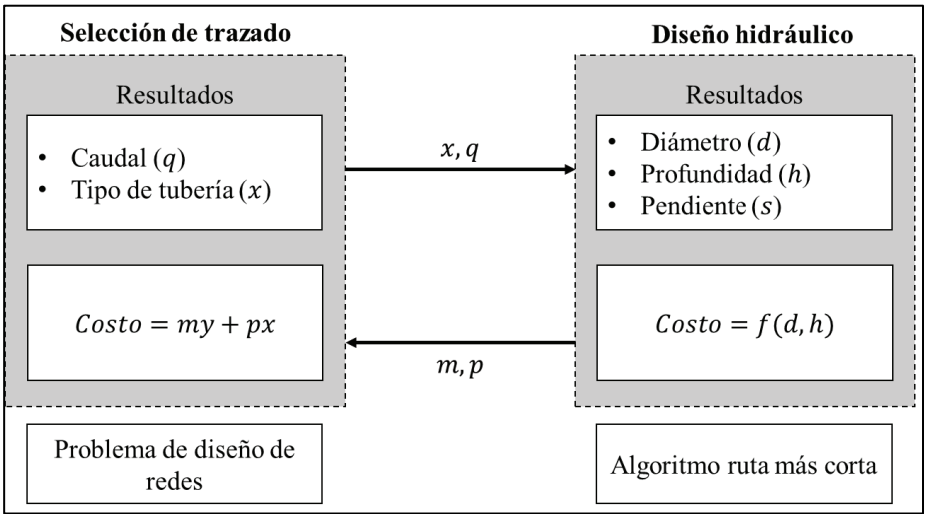


Figura 1.- Esquema de la metodología propuesta por Duque (2015).

I. Selección de trazado:

Para la selección de trazado Duque (2015) propone un modelo de programación entera mixta que se conoce en la literatura como problema de diseño de redes (NDP en inglés). Este necesita como parámetros la topografía de la red, que se refiere a las coordenadas de cada uno de los pozos de inspección y los caudales de entrada de aguas residuales. Así es posible definir los sentidos de flujo del agua, el tipo y el caudal de diseño de cada una de las tuberías que interconectan los pozos de inspección. Todo esto con el propósito de captar al agua que ingresa a la red por cada uno de los pozos y depositarla en el único punto de descarga.

Por otro lado, esta metodología entiende los sistemas de alcantarillado como redes abiertas, a pesar que todos los pozos están interconectados por tuberías. Al ser de esta manera se evita recirculación del agua en el sistema. Teniendo en cuenta esto, se debe definir el tipo de tubería entre inicio y continua. Las tuberías de inicio son aquellas que no están conectadas a otras aguas arriba, es decir, solo reciben el agua que entra por el pozo de inspección adyacente. Por el contrario, las tuberías continuas se encuentran en los tramos intermedios de la red, en otras palabras, estas están conectadas con otras tuberías aguas arriba (Duque, 2015).

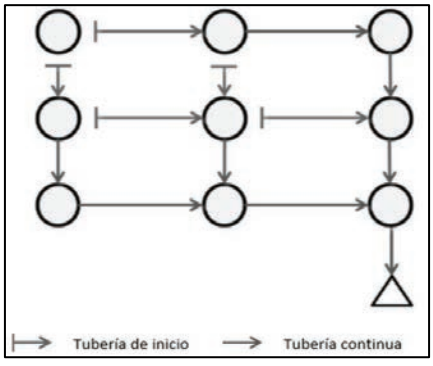


Figura 2.- Trazado de una red con 9 nodos y una descarga. Tomada de Duque (2015).

a. Modelo de selección de trazado:

Partiendo del modelaje matemático de selección de trazado propuesto en la metodología de optimización de Duque (2015) se plantea la red de alcantarillado como un grafo dirigido $G_L = (N_L, A_L, T)$ donde:

- N_L: Es el conjunto de nodos que representan los pozos de inspección que componen la red de alcantarillado.
- $T = \{I, C\}$ Es el conjunto de tipos de tuberías posibles, donde I es una tubería de inicio y C es una tubería continua.
- $A_L = \{(i,j,t) | \ i \in N_L \ , j \in N_L, \ t \in T\}$ Es el conjunto de arcos que representa las tuberías entre pozos adyacentes.

Según el planteamiento original de la metodología para la selección de trazado, se proponen las variables de decisión que definen el sentido y tipo de las tuberías (x_{ijt}) y las que definen el caudal de diseño de cada uno de los conductos (y_{ijt}), las cuales representan todas las posibilidades de trazado que se puedan presentar en una red.

- x_{ijt}: $\begin{cases} 1 \text{ si el arco (i, j, t) define el trazado de la red} \\ 0 \qquad\qquad\qquad\qquad\qquad\qquad d.l.c \end{cases}$ $\quad \forall\ (i,j,t) \in A_L$
- q_{ijt}: Es el caudal de diseño que transita en la tubería (i,j,t) $\quad \forall\ (i,j,t) \in A_L$

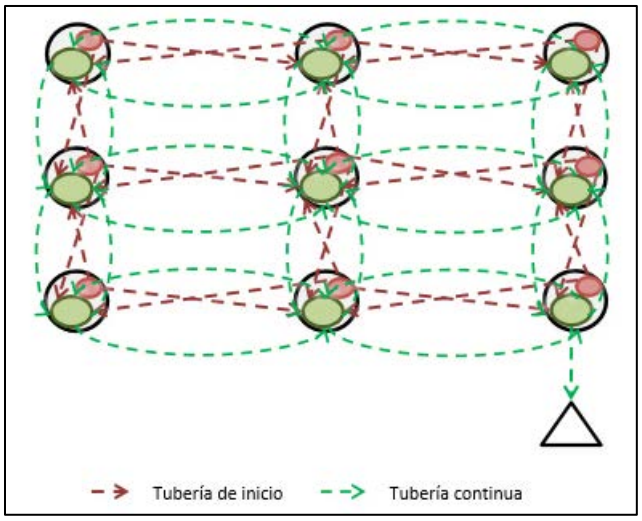


Figura 3.- Grafo del trazado para una red de 9 nodos y una descarga.

Ahora, este modelo es resuelto mediante Programación Entera Mixta, el cual minimiza los costos teniendo en cuenta las restricciones hidráulicas y de balance de masa, propias de modelos de este tipo. Además, este algoritmo se caracteriza por ser de carácter lineal y resuelto con ayuda del método de optimización SIMPLEX.

b. Estimación de los costos en el modelo de selección de trazado:

Para la selección de trazado se propone un modelo basado en un problema de diseño de redes, el cual es solucionado como un problema de Programación Entera Mixta en el que se involucran variables de decisión que modelan el flujo y otras que determinan el sentido de este y el tipo de la tubería.

Para resolver el problema se plantea un modelo de Flujo de Costo Mínimo, en el cual se busca la forma más económica de enviar cierta cantidad de flujo a través de la red. De esta manera,

el modelo se concentra en conocer cuánto caudal pasa por cada tubería, y el tipo de cada una de estas. Así, la función objetivo se define en términos del caudal y el tipo de tubería, donde se evalúan los costos por unidad de flujo y los costos dependiendo de si la tubería es de inicio o continua. Según lo anterior, la función objetivo se puede escribir matemáticamente de la siguiente manera:

$$\min \sum_{t\in T}\sum_{i\in N}\sum_{j\in N} m_{ij}q_{ijt} + \sum_{t\in T}\sum_{i\in N}\sum_{j\in N} p_{ij}x_{ijt} \qquad [1]$$

donde T y N son los conjuntos que definen el tipo de las tuberías y los nodos que componen la red, respectivamente. m_{ij} y p_{ij} son los coeficientes asociados con las variables de decisión que representan los costos por unidad de caudal y los costos según el tipo de la tubería. q_{ijt} y x_{ijt} son las variables de decisión que representan el caudal de diseño y el tipo de las tuberías.

De esta manera, se debe recordar que en este punto de la selección del trazado no se conoce el diseño hidráulico (diámetros y pendientes). Entonces resulta lógico que los costos de construcción se deban calcular en términos del caudal y el tipo de la tubería, lo que no permite utilizar las funciones que se encuentran en función del diámetro y profundidades de excavación.

Ahora, la metodología de Duque (2015) propone una regresión lineal para estimar los coeficientes de la función objetivo en el modelo de selección de trazado, la cual debe ser alimentada por los datos de costos que van siendo calculados en el diseño hidráulico, es decir, se convierte en un procedimiento iterativo en el que entre más datos se agreguen a la regresión más precisa va a ser. Sin embargo, presenta un problema pues este proceso requiere una inicialización en la que se debe asignar un trazado aleatorio inicial que va mejorando a lo largo de las iteraciones, pero que hace que no se pueda garantizar un óptimo global

Teniendo presente lo anterior, en este trabajo se plantea una alternativa en la que estos costos se calculen de una manera más precisa y cercana a la realidad que concuerden con los costos que se proporcionan en el diseño hidráulico. Para tal fin se propone la implementación de las ecuaciones de costo que se utilizan en el diseño hidráulico en el modelo de selección de trazado, es decir, se pretende hacer una transformación de las ecuaciones que se encuentran en función del diámetro, las profundidades de excavación y las pendientes de las tuberías y volverlas expresiones en términos del caudal de diseño, el sentido y tipo de la tubería. De esta manera se garantiza que se puedan estimar los costos de construcción gracias a las variables de decisión que definen el trazado de la red.

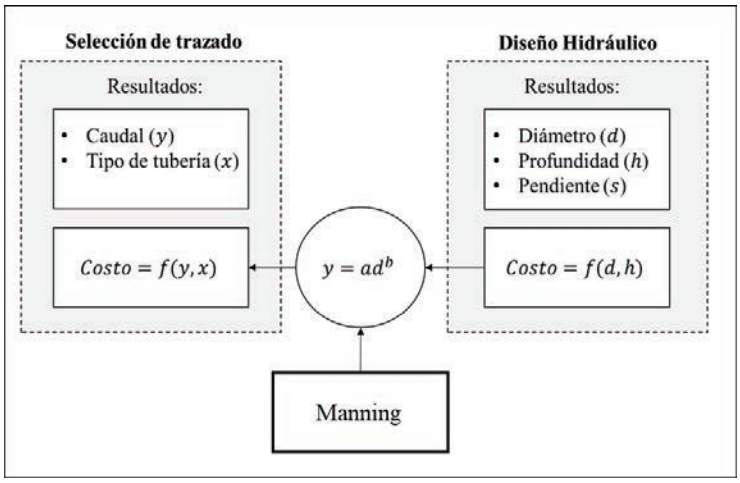


Figura 4.- Esquema de la metodología de Duque (2015) modificada.

Ahora, para llevar a cabo esta transformación de las ecuaciones de costo es necesario por empezar a buscar la manera de explicar las variables de diseño hidráulico en términos de las variables del trazado. Entonces, a continuación, se plantea una alternativa que pretenden explicar el diámetro en términos del caudal de diseño.

Teniendo en cuenta que la ecuación de Manning permite el cálculo de la velocidad promedio en un canal abierto, sirve como herramienta para encontrar una función que explique el diámetro de una tubería en términos del caudal. De esta manera, para encontrar dicha función es necesario suponer que las tuberías van a transitar bajo una relación de llenado de 75%, así se puede realizar un manejo algebraico que permita llegar a la siguiente ecuación:

$$v = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} s^{\frac{1}{2}} \longrightarrow d = \frac{1.6013 n^{0.375} q^{0.375}}{s^{0.1875}} \quad [2]$$

De esta manera, se puede evidenciar que se obtiene una expresión para el diámetro que es explicada por el caudal (q), el coeficiente de Manning (n) y la pendiente de la tubería (s). Así es posible realizar la respectiva transformación para cada una de las funciones de costo, para que ya no sean función del diámetro de las tuberías sino de las variables nombradas anteriormente.

$$COSTO = f(d,h) = f\left(\frac{1.6013 n^{0.375} q^{0.375}}{s^{0.1875}}, h\right) \quad [3]$$

II. Diseño hidráulico:

Luego de definir el trazado es posible determinar el diseño hidráulico de la red, donde el principal objetivo es encontrar la combinación diámetro-pendiente para cada tubería que tiene el sistema, siempre teniendo en cuenta que se quiere minimizar el costo de construcción de la red y asegurar el correcto funcionamiento de la misma. De este modo, el diseño hidráulico obtenido siempre cumple con las reglamentaciones vigentes en cada país.

De esta manera, partiendo de un trazado determinado, donde se conoce el caudal de diseño (Q_d), el sentido de flujo y el tipo de tubería para cada tramo, es posible determinar el diámetro (d) y la pendiente (s) de la tubería que se debe instalar para que el caudal pueda ser transportado.

Adicionalmente, en el diseño hidráulico se debe garantizar que todas las conexiones de la red sean consistentes. En otras palabras, siempre se debe tener un flujo a favor de la gravedad, que las tuberías estén conectadas a la altura de su cota de batea y que todas las tuberías de inicio estén conectadas a la descarga. Sin embargo, debido a la cantidad de alternativas factibles en el diseño se define un algoritmo de ruta más corta, conocido en la literatura como Bellman Ford, donde el principal objetivo es minimizar los costos de construcción del alcantarillado.

Duque (2015), al igual que en el modelo de selección de trazado, para el diseño hidráulico plantea un grafo en los nodos tienen asociados un diámetro comercial disponible y una posible profundidad de excavación y se encuentran agrupados en cada uno de los pozos, y a su vez los arcos representan una posible tubería que une cada uno de los pozos, los cuales tienen un costo asociado que es estimado mediante funciones de costo que se encuentran en la literatura.

III. Funciones de costo:

Las funciones de costo son expresiones que permiten calcular los costos de construcción de un tramo de alcantarillado, a través del conocimiento del diámetro, las pendientes y las profundidades de excavación de las tuberías. Así para la metodología de Duque (2015) estas funciones son de vital importancia ya que permiten determinar el criterio de selección de las alternativas tanto en el diseño hidráulico como en la selección de trazado.

En la literatura internacional se encuentran diferentes tipos de funciones que pretenden explicar de diferentes maneras los costos de construcción, haciendo uso de herramientas estadísticas y diferentes tipos de análisis.

La primera es una función propuesta por Maurer et al. (2012), la cual es obtenida mediante modelo de economías a escala de una zona de la ciudad de Dubendorf, Suiza. Además, es de carácter pseudo-lineal, y depende del diámetro (d_{ij}) y la profundidad de excavación promedio (h_{ij}).

$$C_{ij} = \alpha h_{ij} + \beta \quad [4]$$
$$\alpha = m_\alpha d_{ij} + n_\alpha \quad [5]$$
$$\beta = m_\beta d_{ij} + n_\beta \quad [6]$$
$$C_{ij} = (m_\alpha d_{ij} + n_\alpha) h_{ij} + m_\beta d_{ij} + n_\beta \quad [7]$$

donde C_{ij} es el costo de construcción del tramo en dólares americanos por metro lineal de tubería, $m_\alpha = 1.02 * 10^{-3}$, $n_\alpha = 127$, $m_\beta = 0.11 * 10^{-3}$ y $n_\beta = 37$ son constantes propias de las regresiones que tratan de explicar la dependencia de las variables frente al costo.

La segunda función de costo utilizada es propuesta por Marchionni et al. (2014), la cual hace uso de herramientas estadísticas como regresiones lineales múltiples, que permitieron analizar las bases de datos de 17 proyectos de construcción de alcantarillado en Portugal, y así poder encontrar las funciones que permiten calcular dichos costos.

Esta función tiene en cuenta los costos de instalación de la tubería ($C_{TUBERIAS}$), de excavación del tramo y el costo de la construcción de los pozos de inspección (C_{POZOS}).

$$C_{ij} = C_{TUBERIAS} + C_{POZOS} \quad [5]$$
$$C_{TUBERIAS} = \alpha_0 + \alpha_1 d_{ij} + \alpha_2 h_{ij} + \alpha_3 d_{ij} h_{ij} \quad [6]$$
$$C_{POZOS} = \beta_0 + \beta_1 h_j \quad [7]$$

donde C_{ij} es el costo total de construcción del tramo en euros por metro lineal, d_{ij} es el diámetro de la tubería, h_{ij} es la profundidad promedio de la tubería, h_j es la profundidad del pozo que se encuentra aguas abajo del tramo y los α´s y β´s son los coeficientes que explican cada una de las regresiones lineales. Los cuales son $\alpha_0 = 203.3111$, $\alpha_1 = 0.1254$, $\alpha_2 = 131.439$, $\alpha_3 = 0.044$, $\beta_0 = 1.6928$ y $\beta_1 = 3.6231$.

La tercera función es propuesta por Moeini et al. (2013), la cual tiene en cuenta los costos de excavación, de instalación de las tuberías y de construcción de los pozos de inspección, como se muestra a continuación:

$$C_{TUBERIAS} = 10.93e^{3.43 d_{ij}} + 0.012 h_{ij}^{1.53} + 0.437 h_{ij}^{1.47} d_{ij} \quad [8]$$

$$C_{POZOS} = 41.46 h_j \quad [9]$$

$$C_{ij} = C_{TUBERIAS} + C_{POZOS} \quad [10]$$

donde el costo esta dado en riales iraníes por metro lineal, d_{ij} es el diámetro de la tubería, h_{ij} es la profundidad de excavación promedio del tramo y h_j es la profundidad del pozo aguas abajo del tramo.

a. Aproximación lineal de las funciones de costo:

Ahora, debido a las características no lineales de las anteriores funciones, como se muestra en la Figura 5, es necesario realizar una aproximación lineal a segmentos de estas con el fin de poder implementarlas en el modelo de selección de trazado. Para hacer esto es necesario agregar nuevas variables y restricciones al modelo, de tal manera que permitan mejorar la conectividad con el modelo de diseño hidráulico.

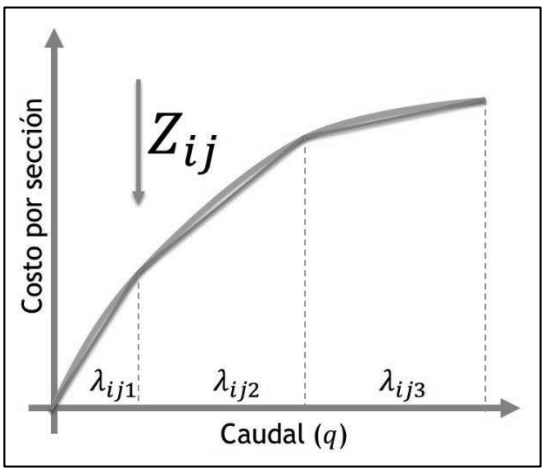


Figura 5.- Aproximación lineal de la función de costo para la selección del trazado.

En un principio se agrega los conjuntos que permite segmentar la función de costos, en el que cada uno va a haber una recta que trate de aproximar la función.

- R: Conjunto de segmentos en los que se divide la función de costos.
- $P_L = \{(i,j,r) | \ i \in N_L \ , j \in N_L, \ r \in R\}$: Es el conjunto de arcos que permite la formulación de la aproximación lineal, los cuales tienen asociados varias propiedades como las siguientes:
    - l_r: Caudal mínimo del segmento $r \in R$.
    - u_r: Caudal máximo del segmento $r \in R$.
    - m_{ijr}: Pendiente de la recta en el tramo $(i,j,r) \in P_L$
    - p_{ijr}: Intercepto de la recta en el tramo $(i,j,r) \in P_L$

Además, para poder realizar la aproximación lineal de la función objetivo es necesario agregar otras variables de decisión que permitan representar esta mediante rectas, y que posteriormente faciliten la definición del trazado como ocurría en la versión original de la metodología, es decir que permitan calcular el costo de la red, los sentidos de la tubería y el caudal de cada una.

- z_{ij}: Es el costo del tramo $(i,j,t) \in A_L$ luego de realizar la aproximación lineal.

- $\lambda_{ijr}: \begin{cases} 1 & \text{si en el segmento r} \in \text{R se encuentra el caudal óptimo del arco } (i,j,t) \in A_L \\ 0 & d.l.c \end{cases}$

Además de las restricciones originales del modelo se deben incluir las siguientes que permiten la inclusión de las nuevas variables y

- Restricción de aproximación de la función objetivo:

$$z_{ij} \geq m_{ijr} y_{ijk} + x_{ijt} p_{ijr} \ - \big(1 - \lambda_{ijr}\big) M \quad \forall \ (i,j,r) \in P_L \ , t \in T \qquad [11]$$

Con el fin de representar las funciones de costo mediante rectas es necesario garantizar que la variable z_{ij} que permite esto siempre sea mayor o igual al valor de dichas líneas (Figura 5). De esta manera, al minimizar z_{ij} siempre va a tratar de tomar el mínimo valor posible, el cual va a depender de que si se activa o no la variable binaria λ_{ijr} del segmento de la función objetivo.

- Restricción de convexidad:

$$\sum_{r \in R} \lambda_{ijr} \ = 1 \qquad \forall \ (i,j,t) \in A_L \qquad [12]$$

Esta restricción garantiza que, en cada arco de la red, el caudal óptimo se encuentre en solo uno de los segmentos en los que se divide la función de costo. De esta manera, por cada tramo solo una de las variables va adquirir un valor diferente de cero.

- Límite superior e inferior para el caudal óptimo:

$$l_r \lambda_{ijr} \leq \sum_{t \in T} y_{ijt} \quad \forall (i,j,r) \in P_L \qquad [13]$$

$$u_r + (1 - \lambda_{ijr}) M \geq \sum_{t \in T} y_{ijt} \ \forall (i,j,r) \in P_L \qquad [14]$$

Este conjunto de restricciones se encarga de establecer un límite superior e inferior al caudal óptimo dependiendo del segmento de la función de costos en el que se encuentre este caudal, es decir, los límites dependen de si se activa la variable binaria λ_{ijr}, pues cuando esta no adquiere valor las restricciones se relajan, y cuando tiene el valor de 1 se establecen los límites definidos por parámetro.

RESULTADOS

Para poner a prueba la metodología propuesta en este artículo, se decide implementar una red de un sector de Bogotá, conocido como Cedritos Norte. La red cuenta con 20 pozos de inspección y 27 tuberías, con una pendiente moderada y posee un área de drenaje aproximada de 36.5 Ha.

Para realizar un análisis de sensibilidad lo que se realiza es implementar la metodología con cada una de las funciones de costo explicadas, y de esta manera observar las diferencias en costo total y trazado que existen dependiendo de cada escenario, como se muestra a continuación:

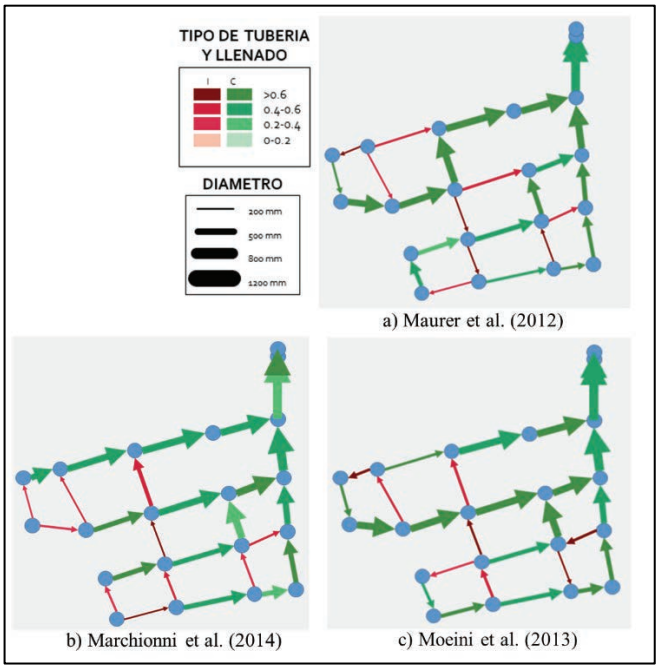


Figura 6.- Resultados de trazado con cada una de las funciones de costo.

Al implementar la red de Cedritos Norte con la función de Maurer et al.(2012), se estimó un costo de construcción de $3.614.944 (USD) y requirió un tiempo computacional de 142 segundos.

Posteriormente, con la función de Marchionni et al.(2014) se obtuvo un diseño y trazado con un costo estimado de € 8.132.566 (EUR), y requirió un tiempo computacional de 402 segundos.

Finalmente, El costo de construcción de la red implementado la ecuación de Moeni et al. (2013) es de $ 15.982.499 (Rial Iraní), y tuvo un tiempo computacional de 352 segundos.

A partir de los resultados anteriores se puede observar que el trazado de la red de estudio depende directamente de la ecuación de costo con la cual este se defina. Los trazados cambian en dirección y tipo de algunas tuberías, mayoritariamente en las zonas más lejanas a la descarga. En zonas cercanas a la descarga, las tuberías son continuas y tienen los diámetros más grandes que las tuberías aguas arriba.

Adicionalmente, se logra observar que la ecuación de Maurer et al.(2012) es la que menor tiempo computacional requiere para generar un trazado y un diseño, y es seguido por la ecuación de Moeini et al. (2013) y Marchionni et al. (2014). Lo que significa que Maurer et al.(2012) genera un menor consumo de recursos computacionales, y por lo tanto tendría el potencial para implementarse en redes de drenaje más grandes que la usada en este artículo.

a) Sensibilidad ante cambio en los materiales de la tubería:

En este paso del análisis de sensibilidad se clasifica los escenarios simulados en cada uno de los materiales para las tuberías planteados (Concreto 1 – n de Manning: 0.015, Concreto 2 – n de Manning: 0.013, PVC – n de Manning: 0.008 y GRP - n de Manning: 0.009), independiente de la relación de llenado.

- Maurer et al.(2012):

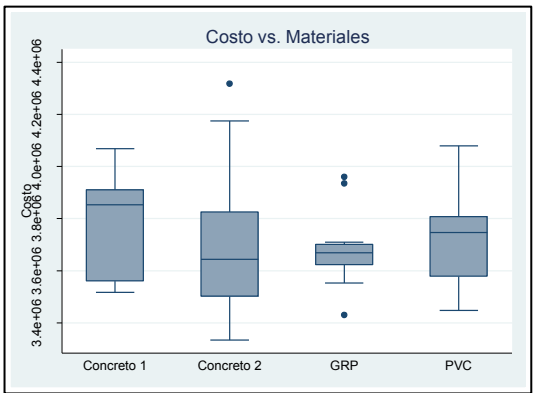


Figura 7.- Variabilidad del costo dependiendo del para Maurer et al.(2012).

Al implementar la red con la ecuación de Maurer et al.(2012) se puede observar que el material GRP es el cual con el que se obtiene menores costos, pues permite que el flujo desarrolle mayor velocidad que con los materiales más rugosos como el concreto, y hace que haya un diámetro menor, pero a su vez disminuyendo la excavación que en esta ecuación es la más genera costos. Por tal motivo, es posible explicar que el PVC sea en promedio más costoso que el concreto, pues, aunque puede transportar mayores caudales esto favorece la excavación y aumenta los costos.

Marchionni et al. (2014).:

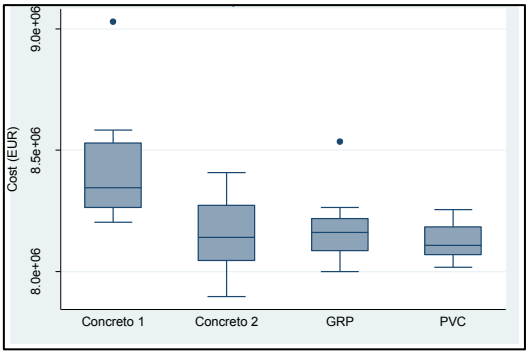


Figura 8.- Variabilidad del costo dependiendo del para Marchionni et al. (2014).

A partir de las gráficas anteriores es posible concluir que el PVC es el que minimiza los costos cuando se implementa esta ecuación, pues tiene un menor promedio que los demás materiales y una menor variabilidad, lo que resulta más confiable y robusto a la hora de hacer cualquier otro diseño. Y resulta obvio que sea el concreto 1, de mayor rugosidad, el que en promedio sea más costoso pues implica que el agua fluya a menor velocidad.

- Moeini et al. (2013):

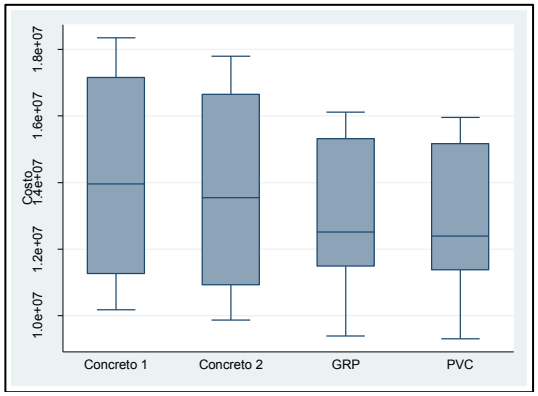


Figura 9.- Variabilidad del costo dependiendo del material para Moeni et al (2013).

Al igual que con la ecuación anterior el PVC en promedio genera diseños de menor costo que el resto de los materiales utilizados. Adicionalmente, tiene menor sensibilidad que el concreto al cambio de los diferentes escenarios.

CONCLUSIONES

- El trazado y el diseño hidráulico es directamente dependiente de la ecuación de costo con la que sea implementado, debido a que dependiendo de la naturaleza de esta se va a favorecer los diámetros grandes o la profundidad de excavación, y así mismo se van a ver modificados las direcciones y los tipos de las tuberías.
- La ecuación de Maurer et al.(2012) es la que tiene un mayor potencial para diseñar redes más grandes que la del estudio, pues es la que requiere de menores tiempos computacionales y menor consumo de recursos.
- Según el análisis estadístico realizado se puede definir la ecuación de Maurer et al.(2012) es la más robusta, pues tiene una menor variabilidad ante los diferentes cambios en los escenarios, y por lo tanto sería la más apta para implementar en trabajos futuros.
- El material de la tubería es un parámetro que interviene en el trazado y diseño hidráulico de la red. Se pudo notar que los materiales como PVC y GRP, que tienen un bajo coeficiente de rugosidad, permiten minimizar en mayor medida los costos de construcción.
- Aunque la aproximación lineal de la función objetivo es una alternativa que provoca perder precisión en la estimación de los costos de construcción, esta se puede recuperar si se tiene un número alto de segmentos de recta que describan la función. Sin embargo, se debe tener en cuenta que entra mayor número de rectas se tengan, así mismo va a crecer el espacio de solución y por lo tanto el tiempo computacional requerido.

BIBLIOGRAFÍA

Duque, N. (2015). Metodología para el diseño optimizado de alcantarillados. Bogotá, Colombia: Universidad de los Andes. Tesis de maestría.

Duque , N., Duque, D., & Saldarriaga, J. (2016). A new methodology for the optimal design of series of pipes in sewer systems. *Journal of Hydroinformatics*.

Maurer, Scheidegger, & Herlyn. (12 de septiembre de 2012). Quantifying costs and lengths of urban drainage systems with a simple static sewer. Dubendorf, Suiza: Taylor & Francis.

Marchionni , V., Lopes, N., Mamouros, L., & Covas, D. (junio de 2014). Modelling Sewer Systems Costs with Multiple Linear Regression. Portugal: Water Resource Manage .

Moeini, R., & Afshar, M. (2013). Sewer Network Design Optimization Problem Using Ant Colony Optimization Algorithm and Tree Growing Algorithm. Iran : Iran University of Science and Technology.

Ahuja, R. K., Magnanti, T. L. and Orlin, J. B. (1993) *Network Flows: Theory, Algorithms, and Applications,* New Jersey: Prentice-Hall.

Butler, D. and Davies, J. W. (2010) *Urban Drainage*, 3rd Edition ed., Abingdon, UK.

Holland, M. (1966) Computer models of wastewater collection systems. in *Master thesis, Harvard University*,Cambridge, Massachusetts, USA.

Elimam, A. A., Charalambous, C. and Ghobrial, F. H. (1989) Optimum design of large sewer networks. *Journal of Environmental Engineering, 115*(6), pp. 1171-1190.

Haghighi, A. and Bakhshipour, A. E. (2012) Optimization of Sewer Networks Using an Adaptive Genetic Algorithm. *Water Resources Management, 26*(12), pp. 3441-3456, doi: 10.1007/s11269-012-0084-3.

Haghighi, A. and Bakhshipour, A. E. (2015) Deterministic Integrated Optimization Model for Sewage Collection Networks Using Tabu Search. *Journal of Water Resources Planning and Management, 141*(1), pp. 04014045, doi: Artn 04014045

Cimorelli, L., Cozzolino, L., Covelli, C., Mucherino, C., Palumbo, A. and Pianese, D. (2013) Optimal Design of Rural Drainage Networks. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering, 139*(2), pp. 137-144, doi: 10.1061/(ASCE)IR.1943-4774.0000526.

Cisty, M. (2010) Hybrid Genetic Algorithm and Linear Programming Method for Least-Cost Design of Water Distribution Systems. *Water Resources Management, 24*(1), pp. 1-24, doi: 10.1007/s11269-009-9434-1.

Cozzolino, L., Cimorelli, L., Covelli, C., Mucherino, C. and Pianese, D. (2015) An Innovative Approach for Drainage Network Sizing. *Water, 7*(2), doi: 10.3390/w7020546.

Hassan, W. H., Jassem, M. H. and Mohammed, S. S. (2018) A GA-HP Model for the Optimal Design of Sewer Networks. *Water Resources Management, 32*(3), pp. 865-879, doi: 10.1007/s11269-017-1843-y.

Moeini, R. and Afshar, M. H. (2017) Arc Based Ant Colony Optimization Algorithm for optimal design of gravitational sewer networks. *Ain Shams Engineering Journal, 8*(2), pp. 207-223, doi: https://doi.org/10.1016/j.asej.2016.03.003.

Pan, T.-C. and Kao, J.-J. (2009) GA-QP Model to Optimize Sewer System Design. *Journal of Environmental Engineering, 135*(1), pp. 17-24, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9372(2009)135:1(17).

IAHR **AIIH**

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

MODELO FÍSICO DE OBRAS DE DESVÍO ALUVIONAL, QUEBRADA DE MACUL, REGIÓN METROPOLITANA, CHILE

Jaime Cotroneo O., Gonzalo Montserrat M., Santiago Montserrat M., Yarko Niño C. y Aldo Tamburrino T.

Instituto Nacional de Hidráulica, Chile, jaimecotroneo@inh.cl
Instituto Nacional de Hidráulica, Chile, gonzalomontserrat@inh.cl
Investigador asociado AMTC, Universidad de Chile, Chile, santiago.montserrat@amtc.cl
Profesor Titular, Departamento de Ingeniería Civil, AMTC, Universidad de Chile, Chile, ynino@ing.uchile.cl
Profesor Asociado, Departamento de Ingeniería Civil, AMTC, Universidad de Chile, Chile, atamburr@ing.uchile.cl

RESUMEN:

Chile es un país altamente vulnerable a los flujos de detritos dada su configuración geográfica y a la cercanía de los asentamientos humanos a zonas cordilleranas y precordilleranas. Uno de los eventos aluvionales más grandes ocurrió en Mayo de 1993 en la Quebrada de Macul, ubicada en la ciudad de Santiago, Región Metropolitana, Chile. Tras dicho aluvión, el gobierno de Chile construyó, en 1995, 7 barreras o "Check Dams", con una capacidad de almacenamiento de sedimentos estimado en 70.000 m³, destinados a mitigar los efectos de los flujos aluvionales en la zona. Sin embargo, estudios estimaron que dicho evento aluvional transportó 840.000 m^3 de material, cantidad muy superior a la capacidad de retención de las barreras construidas. Por dicho motivo, la Dirección de Obras Hidráulicas se encuentra en proceso de excavación de un decantador de mayor magnitud denominado "Hondonada" a la cual se debe desviar cerca de un 80% del flujo de detritos posible de ocurrir en la Quebrada de Macul, y dejar pasar el 20% restante por las 7 barreras o decantadores previamente construidos. Este trabajo consiste en un modelo físico a escala reducida, que permite analizar la eficiencia de la obra de desvío en dirigir el material hacia la Hondonada. Los resultados muestran un desvío cercano al 80% hacia la Hondonada para una de las alternativas de obra de desvío diseñada.

ABSTRACT:

Chile is a hazardous country due to debris flows, given its geographical configuration and the proximity of human settlements into mountain and foothills regions. One of the biggest debris flow occurred on May 1993 in Macul gorge, Santiago, Región Metropolitana, Chile. After the event, risk and hazard management was developed by the Chilean government, building 7 check dams with a capacity to retain solids estimated in 70,000 m^3. Nevertheless, researchers estimated that this event carried 840,000 m^3 of sediments. Because of this, the Ministry of Public Works, in recent years, started building a big settler for solids, called "Hondonada", to increase the capacity of the check dams already constructed. The design of Hondonada considered that debris flow flux should be diverted 80% to Hondonada and 20% should go through the 7 checks dams. This article consists on a physical model, scale 1:80, that allows studying the efficiency of 4 deflectors in diverting the debris flow to Hondonada. Results show that one of the deflectors tested shows a deviation nearly 80% of the flux to Hondonada.

PALABRAS CLAVES: Decantador; flujo aluvional; Check dam.

INTRODUCCIÓN

Chile es un país altamente vulnerable a los flujos de detritos, dada su configuración geográfica y a la cercanía de los asentamientos humanos con zonas cordilleranas y precordilleranas. Cuando estos flujos alcanzan pueblos y ciudades, provocan enormes pérdidas humanas y económicas en el país. Según el Servicio Nacional de Geología y Minería de Chile (2015), entre los años 1980 y 2015 ocurrieron 70 desastres de origen geológico de los cuales 45 corresponden a flujos aluvionales. Dentro de ellos, los 5 aluviones de mayor magnitud han reportado 189 muertos, 91 desaparecidos, miles de damnificados y un costo económico de 1.600 millones de dólares americanos.

La ingeniería ha permitido el diseño y construcción de obras de protección aluvional, disminuyendo así el riesgo de las ciudades susceptibles a este tipo de fenómeno natural. En esta línea, tras el aluvión de 1993 ocurrido en la ciudad de Santiago, en la Quebrada de Macul y de Ramón, el gobierno de Chile construyó, en 1995, 7 barreras o "Check Dams" con una capacidad de almacenamiento de sedimentos estimado en 70.000 m³, destinados a mitigar los efectos de los flujos aluvionales en la zona.

Diversos autores (Ayala, 1996; Naranjo y Varela, 1996) estimaron en 840.000 m³ el volumen de depósitos registrados en la crecida y aluvión de Mayo de 1993 en la quebrada de Macul, es decir, un volumen superior al volumen actual de retención de las barreras decantadoras. En este sentido, la Dirección de Obras Hidráulicas se encuentra en proceso de excavación de un decantador de mayor magnitud denominado "Hondonada", localizado en el lado sur del cauce principal de la quebrada entre las barreras decantadoras N°1 y N°5 (ver Figura 1). Para un correcto uso de esta hondonada, se pretende desviar un porcentaje importante del volumen de sedimentos transportado por un aluvión, por ejemplo un 60 - 80% del volumen de sedimentos del aluvión de 1993. Para cumplir este objetivo, se ha construido un modelo físico a escala reducida 1:80 que permite probar y diseñar distintas alternativas de obras hidráulicas que permitan desviar el flujo.

La escasez de estudios presentes en la literatura sobre obras que permitan desviar este tipo de flujos de gran inercia, capaz de transportar grandes clastos, sumado a la dificultad de modelar físicamente flujos detríticos debido a diversos efectos de escala, dan relevancia al presente estudio.

OBJETIVOS PRINCIPALES

Estudiar una obra de desvío capaz de:

- desviar en un flujo aluvional las partículas más grandes y destructivas hacia la hondonada.
- desviar alrededor de un 60 a 80% del material transportado por el flujo aluvional hacia la hondonada y dejar el restante fluir a través de las piscinas de retención. Se considera el volumen de sedimentos transportados por el aluvión de 1993.

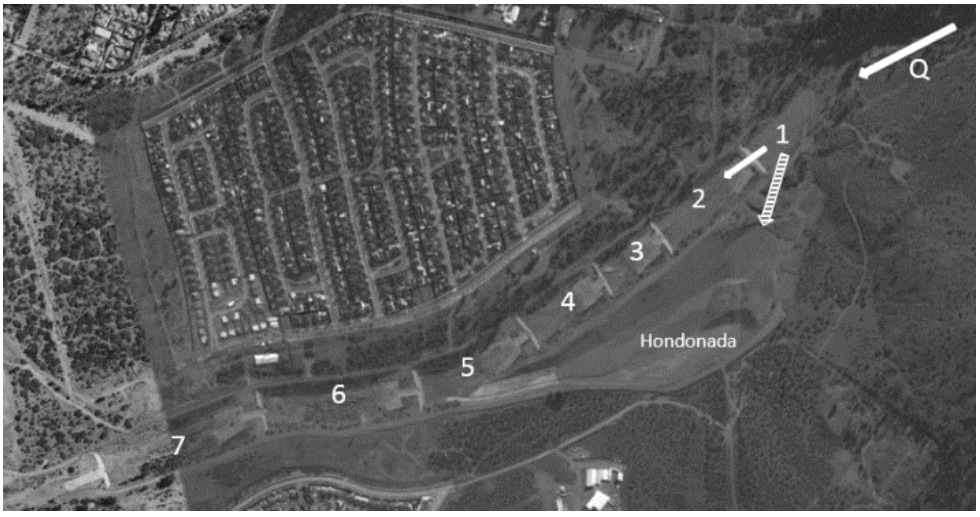


Figura 1.- Zona de estudio. La numeración indica las barreras decantadoras y las flechas la dirección del flujo. La flecha segmentada indica el desvío de parte del flujo hacia la hondonada.

ESCALAMIENTO, CARACTERIZACIÓN Y CLASIFICACIÓN DE LOS FLUJOS DE DETRÍTOS

Para comprender la física de un flujo de detritos, se debe comprender los esfuerzos principales que en él actúan. En este tipo de flujos donde interactúan tanto una fase líquida como una fase sólida, el esfuerzo total se compone del esfuerzo producto de la fricción entre las partículas τ_c, las colisiones entre las partículas τ_{ss}, la interacción líquido-sólido producto del movimiento relativo entre ambas fases τ_{sf}, y la interacción líquido-líquido conocida también como esfuerzos viscosos τ_μ y esfuerzos turbulentos τ_t, tal que:

$$\tau = \tau_c + \tau_{ss} + \tau_{sf} + \tau_\mu + \tau_t \quad [1]$$

Las fuerzas presentes en la interacción líquido–sólidos son principalmente la fuerza de arrastre y empuje, las cuales se manifiestan en un gradiente de presión de poros ΔP_e (Iverson & George 2014). El movimiento de la mezcla líquido-sólido produce interacciones entre las partículas y reordenamientos de éstas que provocan contracciones y dilataciones del flujo, generando fluctuaciones de la presión de poros. Los incrementos de presión de poros, reducen los esfuerzos producto del contacto entre los granos (Iverson 1989), favoreciendo así la movilidad del flujo detrítico, el cual puede alcanzar distancias de algunos kilómetros transportando grandes clastos de hasta 10 m en algunos casos, tal como ocurrió el año 1999 en el estado de Vargas, Venezuela (Takahashi 2014).

Por otro lado, las partículas más finas, incapaces de sedimentar durante el movimiento del flujo $d_s < 64\,\mu m$ (Iverson 1997), son consideradas como parte del fluido intersticial. Estas partículas modifican las propiedades reológicas del fluido intersticial, incrementando su viscosidad efectiva favoreciendo así la generación de fluctuaciones de presión de poros y disminución en la difusión del exceso de presión de poros (Iverson 1989, Iverson 1997, Iverson & George 2014). Estos mismos autores proponen kE/μ como una escala del coeficiente de difusión de presión de poros, donde k es la permeabilidad hidráulica (L^2), E el modulo de Young del sedimento (F/L^2) y μ la viscosidad dinámica del fluido intersticial ($F \cdot T/L^2$). Una escala de tiempo en que ocurre la difusión de presión de poros sobre una distancia característica δ es $\delta^2\mu/kE$ en que δ es típicamente el diámetro característicos de los sólidos d_s o la altura del flujo H, mientras que δ/v o $H/U \sim 1/\dot{\gamma}$ es una escala de tiempo de creación de fluctuaciones en la presión de poros, ya que a esa escala de tiempo ocurre la dilatación y contracción del flujo. En este caso, v es la velocidad con la que se mueven las partículas sólidas y U la velocidad promediada en la vertical de la mezcla líquido-sólidos considerada como un continuo. Se define el adimensional Π_1 como la razón entre ambas escalas de tiempo tal que, para altos valores de Π_1, la difusión del exceso de presión de poros ocurre más rápida que la generación de ésta misma.

$$\Pi_1 = \frac{kE}{U\mu H} \quad [2]$$

En este adimensional radica la dificultad de modelar a escala reducida flujos de detritos. Considerando que el flujo aluvional es un flujo gravitacional, parece razonable su escalamiento manteniendo el número de Froude. Es decir, $\lambda_U = \sqrt{\lambda_H}$ en que λ_H es la escala geométrica y λ_U es la escala de velocidades. Para poder mantener tanto en prototipo como en modelo la misma tasa de generación y difusión de excesos de presión de poros, se debe cumplir $\lambda_{\Pi_1} = 1$. Considerando $\lambda_k = \lambda_E = 1$, se tiene:

$$\lambda_\mu = \lambda_H^{-3/2} \quad [3]$$

A modo de ejemplo, para un modelo a escala geométrica 1:80, se tendría $\lambda_\mu = 716$. Es decir, la viscosidad tendría que ser 716 veces más grande en modelo que en prototipo. Esto sobre estimaría los esfuerzos viscosos, ya que la escala del número de Reynolds ($R_e = \rho UH/\mu$) sería 1:516000, modificando por ejemplo, un flujo turbulento en prototipo en un flujo laminar en modelo.

Según Iverson (2015), a la fecha no se ha propuesto un escalamiento satisfactorio que sea capaz de resolver el problema anteriormente expuesto. Ante esto, la alternativa más viable es

construir un modelo a escala lo más grande y parecido a la realidad posible. En los últimos años, se han visto ensayos de flujos de detrito en cuencas reales (Paik, 2012) o monitoreo y mediciones de distintas variables físicas durante eventos aluvionales reales (Hu 2011, Hürlimann 2003).

Si bien el escalamiento de la viscosidad es un problema, aún es posible mantener la dinámica principal del aluvión tanto en modelo como en prototipo. A partir de los esfuerzos indicados en la ecuación [1], Iverson (1997), Iverson & Delinger (2001) y Takahashi (2014) definen una serie de números adimensionales que relacionan algunos de estos esfuerzos, permitiendo así clasificar los flujos de detritos tanto mecánica como dinámicamente según los esfuerzos que predominen durante su desarrollo. La razón entre los esfuerzos friccionales y producto de las colisiones entre las partículas se conoce como el número de Savage (S_a):

$$S_a = \frac{\dot{\gamma}^2 \rho_s d_s}{N(\rho_s - \rho_f) g \, tan\varphi} \quad [4]$$

donde $\dot{\gamma}$ es la tasa de deformación angular, ρ_s la densidad de las partículas, d_s el diámetro de las partículas, ρ_f la densidad del fluido intersticial, g la aceleración de gravedad, φ el ángulo de fricción interna de los sólidos y N representa el número de partículas en la columna de líquido. Savage & Hutter (1989) concluyen que para valores de $S_a > 0.1$, los esfuerzos inerciales productos de las colisiones entre las partículas dominan por sobre los esfuerzos friccionales. Según Takahashi (2014) la mayoría de los flujos de detritos poseen $S_a < 0.1$ y, por lo tanto, están dominados por la fricción entre las partículas. Sin embargo, Takahashi indica que para arenas naturales de playa esto ocurre si la concentración volumétrica de sedimentos es superior a ~ 0.5.

La razón entre los esfuerzos inerciales, producto de las colisiones entre las partículas y los esfuerzos viscosos, se conoce como el número de Bagnold (B_a). Este fue descrito por Bagnold (1954) quien establece:

$$B_a = \frac{\rho_s \lambda^{\frac{1}{2}} d_S^2}{\mu} \frac{\partial u}{\partial y} \quad [5]$$

$$\lambda = \left[\frac{C^{1/3}}{C_*^{1/3} - C^{1/3}} \right]^{1/2} \quad [6]$$

donde λ se define como la concentración lineal, C la concentración volumétrica de sólidos, μ la viscosidad del fluido intersticial y $\partial u/\partial y$ la tasa de deformación angular. Bagnold (1954) establece que para flujos con $B_a > 450$ las colisiones entre las partículas predominan por sobre los esfuerzos viscosos. A éste régimen lo llamó Inercial. Por el contrario, aquellos flujos con $B_a < 40$, los esfuerzos viscosos predominan por sobre las colisiones entre las partículas. A este régimen lo llamó Macroviscoso. Finalmente, aquellos flujos con $40 < B_a < 450$ se denomina flujos en Transición.

Takahashi (2014), divide mecánicamente a los flujos (ver Figura 1) en que aquellos en que los esfuerzos friccionales son importantes ($C >\sim 0.5$) y en aquellos flujos donde los esfuerzos dinámicos ($\tau_{ss}, \tau_{sf}, \tau_t, \tau_f$) son importantes ($C <\sim 0.5$).

En aquellos flujos donde el flujo es capaz de mantener las partículas suspendidas en toda la columna de líquido ($C_4 < C < C_3$) (C_3 y C_4 definidas en la Figura 2), Takahashi (2014) establece una clasificación dinámica en que clasifica a los flujos en: Pedregoso ("*Stony*"), como aquellos en que predominan principalmente los esfuerzos proveniente de las colisiones entre las partículas, Turbulento de barro ("*Turbulent-muddy*"), en que predominan principalmente los esfuerzos producto de las fluctuaciones turbulentas del flujo, y Macroviscosos ("*Viscous*"), en que predominan los esfuerzos viscosos. Esta clasificación se resume en la Figura 3, donde los adimensionales Altura Relativa ($\overline{H_R}$) y Reynolds (R_e), son definidos por el autor como:

$$\overline{H_R} = \frac{H}{d_s} \quad [7]$$

$$R_e \sim \frac{\rho_m U H}{\mu} \quad [8]$$

$$\rho_m = \rho_s C + \rho_f (1 - C) \quad [9]$$

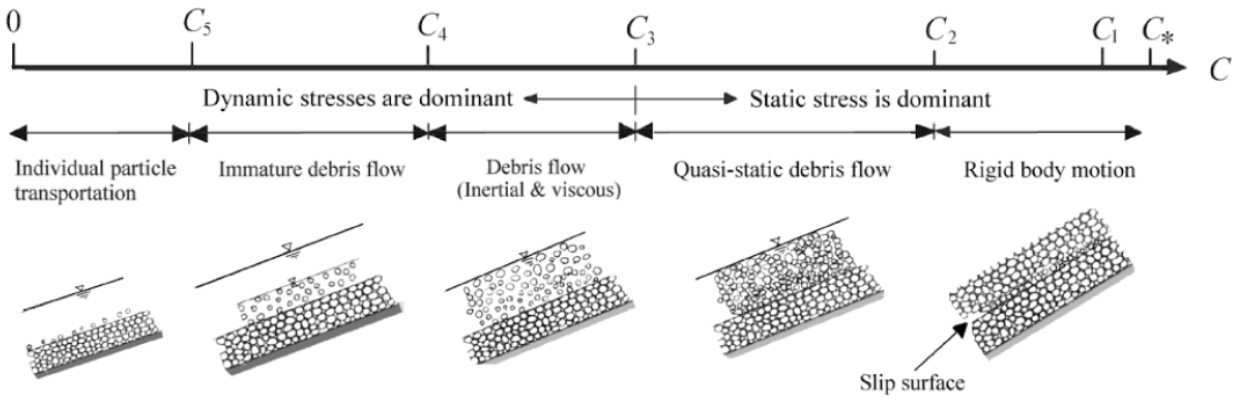


Figura 2.- Clasificación mecánica según Takahashi (2014). C representa la concentración volumétrica de sólidos y C_* la concentración volumétrica máxima de empaquetamiento. Según el autor, basado en Bagnold (1954) utilizando arenas naturales de playa, $C_* \sim 0.64, C_1 \sim 0.6, C_2 \sim 0.56, C_3 \sim 0.5, C_4 \sim 0.2,\ C_5 \sim 0.02$.

donde ρ_m es la densidad de la mezcla líquido-sólidos, ρ_s la densidad de los sedimentos, y ρ_f la densidad del fluido intersticial.

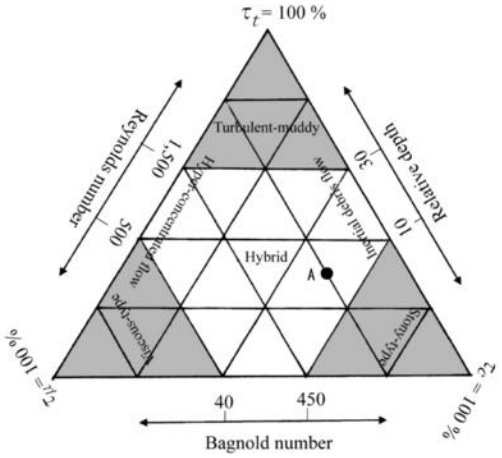


Figura 3.- Clasificación dinámica de los flujos de detitos según Takahashi (2014). En éste caso, Takahashi define "Relative depth"=H/d_s (Altura Relativa) donde H corresponde a la altura del flujo.

Por lo tanto, el escalamiento del flujo aluvional en la Quebrada de Macul debe ser tal que permita mantener el mismo régimen de flujo tanto en modelo como en prototipo, para asegurar que la dinámica y movimiento del flujo este regido por los mismo esfuerzos.

FLUJO ALUVIONAL EN LA QUEBRADA DE MACUL

De acuerdo a lo reportado por Martinez (2009), Ayala (1996) y Naranjo y Varela (1996), el 3 de Mayo de 1993 ocurrieron los eventos de mayor importancia de remociones en masa en la zona del Sector Oriente de Santiago de Chile, debido al grado de desastre causado y por los volúmenes de material removido. El principal evento ocurrió en la Quebrada de Macul, movilizando un volumen estimado en 840.000 m³, a una concentración volumétrica del 38%, el cual se manifestó en dos pulsos aluvionales. El primer pulso se estimó que alcanzó 1 m de altura a una velocidad de 15 km/hr, mientras que el segundo pulso alcanzo una altura de 3 m y una velocidad de 30 km/hr.

La Figura 4 y Tabla 1 indican la granulometría encontrada en el lecho del cauce de la Quebrada de Macul en Enero del 2017. En ella se observa la presencia de grandes clastos que han sido arrastrados por flujos detríticos ocurridos anteriormente cuyos diámetros máximos alcanzan magnitudes entre los 2.5 y 3.0 m.

Además, el porcentaje de finos (diámetros inferiores a la malla #200 ASTM) es menor al 1% lo que no constituye una concentración sustancial de finos, como para modificar la viscosidad ni reología del fluido intersticial. Es probable, que el contenido de finos haya sido lavado del lecho por el mismo cauce con el pasar de los años. Según Iverson (1997), la viscosidad del fluido

intersticial puede variar entre 1 y 100 veces la viscosidad del agua. Teniendo esta incertidumbre y considerando los parámetros físicos estimados en el aluvión de 1993 (Tabla 2) y la Tabla 3. indica los valores que toman los números adimensionales de Bagnold, Savage, Altura relativa y Reynolds.

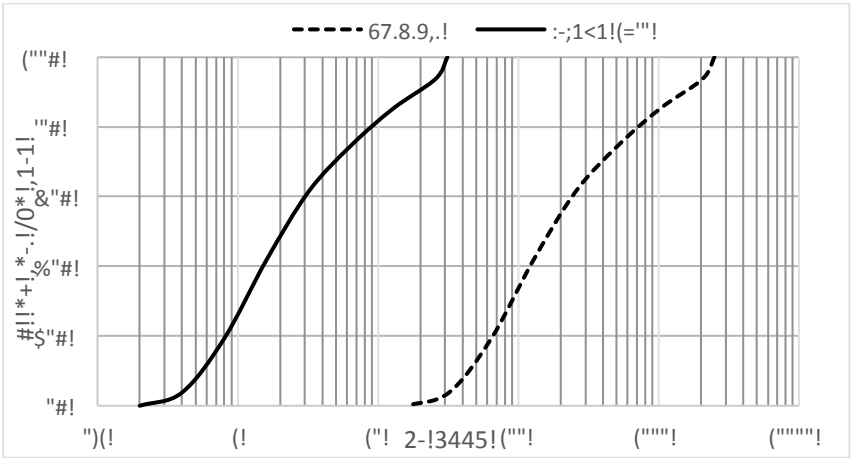


Figura 4.- Curva granulométrica tanto en prototipo como en modelo a escala reducida 1:80 encontrada en el lecho del cauce de la quebrada de Macul en Enero del 2017.

Tabla 1.- Diámetros característicos asociados a la curva granulométrica de la quebrada de Macul tanto en modelo como en prototipo.

! ! !	**d10** [mm]	**d50** [mm]	**d90** [mm]
Prototipo	43.31	181.28	1781.96
Modelo	0.54	2.27	22.27

De la Tabla 3 se concluye que independiente de la viscosidad que pudo haber tenido el aluvión ocurrido el 1993, el flujo se encuentra en régimen inercial ya que ! ¡ >450. Por otro lado, y considerando el d50 como diámetro característico de los sedimentos, el número de Savage toma valores ! ¡ ! ! !! ; es decir, los esfuerzos friccionales entre las partículas predominan por sobre los esfuerzos inerciales producto de las colisiones entre las partículas. Sin embargo, dada la concentración volumétrica de sedimentos del 38% en volumen estimada para dicho evento aluvional y la clasificación mecánica de Takahashi (2014) (ver Figura 2), difícilmente el flujo podría haber estado dominado por la fricción entre las partículas. Teniendo en consideración los grandes clastos observados en la Quebrada de Macul, que han sido transportados por éste tipo de flujos, es probable que la transferencia de momentum debido a las colisiones entre las partículas esté dominada por los sedimentos de mayor tamaño. Si este fuese el caso, el número de Savage toma el valor de ! ¡ ! 4.5 manifestando así el predominio de las colisiones entre las partículas por sobre la fricción entre ellas. Manteniendo éste supuesto, la Altura Relativa toma el valor de $\overline{!\ ¡}$ = 1.7.

Finalmente, en base a la escasez de antecedentes históricos sobre flujos detríticos ocurridos en la Quebrada de Macul y considerando los supuestos realizados anteriormente, se determina que el flujo aluvional a reproducir en modelo físico a escala reducida debe estar en régimen inercial dominado por las colisiones entre las partículas por sobre los esfuerzos friccionales y viscosos. Es decir, se busca reproducir un flujo con ! ¡ >450, ! ¡ >0.1 y H/dp<10.

FLUJO ALUVIONAL A ESCALA REDUCIDA

Por el espacio disponible en laboratorio, la escala geométrica ! en modelo más grande posible de recrear es 1:80. Considerando igualdad de Froude, la altura de escurrimiento y velocidad son las indicadas en la Tabla 2. La curva granulométrica, se escala geométricamente dando como resultado aquella presentada en la Figura 4 y Tabla 1. Según la ecuación [3], la viscosidad del fluido

intersticial debiese ser 716 veces más grande en modelo que en prototipo, en consecuencia, se tiene un flujo aluvional fuera del régimen inercial.

Tabla 2.- Parámetros físicos de flujos de detritos en la Quebrada de Macul tanto en prototipo como en modelo, considerando el segundo pulso observado en el aluvión de 1993, por ser éste aquel con mayor poder destructivo.

	C	C_*	U [m/s]	H [m]	d_s = d50 [m]	$\lambda^{1/2}$	$\partial u/\partial z \sim U/H$ [1/s]	μ_a [Pa·s]	ρ_s [Kg/m³]	ρ_f [Kg/m³]
Prototipo	0.38	0.64	8.33	3.00	0.181	2.28	2.78	0.001	2650	1000
Modelo	0.38	0.64	1.50	0.10	0.036	2.28	15.00	0.032	2650	1000

Tabla 3.- Números adimensionales estimados para el segundo pulso del aluvión ocurrido en la Quebrada de Macul en Mayo de 1993.

	B_a (μ=1cp)	B_a (μ=100cp)	Sa	Re	H/dp
d50	535639	5517	0.05	24271845	16.55
d90	51756940	533096	4.51	24271845	1.68

Diversos autores, Iverson (1985), Mayor (1992), Montserrat (2005), Iverson et al. 2010, Takahashi (2014), entre otros, indican que muchos flujos detríticos ocurridos en la naturaleza pueden modelarse como un fluido equivalente tipo Bingham, sobre todo para flujos con alto contenido de fino. La ley constitutiva de un fluido tipo Bingham es:

$$\tau = \tau_y + \eta\dot{\gamma} \qquad [10]$$

cuya viscosidad aparente (μ_a) se define en analogía con los fluidos newtonianos como:

$$\mu_a = \frac{\tau}{\dot{\gamma}} = \frac{\tau_y + \eta\dot{\gamma}}{\dot{\gamma}} \qquad [11]$$

donde τ es el esfuerzo de corte total sobre un elemento de fluido, τ_y el esfuerzo de fluencia, y η la viscosidad de Bingham. Para flujos detríticos, el esfuerzo de fluencia da cuenta de los esfuerzos friccionales entre las partículas.

Considerando la curva granulométrica escalada, aquellos diámetros que en prototipo miden 5 mm, a escala 1:80 caen en el rango de finos y deben modelarse como parte del fluido intersticial. Sin embargo, el sedimento natural más fino encontrado en el comercio es de 0.25 mm, lo que indica, que todas aquellas partículas que en prototipo son inferiores a 2 cm, deben modelarse como parte del fluido intersticial. Por lo tanto, y en base a lo expuesto anteriormente, para considerar el efecto de aquella fracción de sedimentos modelados como parte del fluido intersticial, se decide utilizar como fluido intersticial en modelo un fluido tipo Bingham.

El fluido intersticial tipo Bingham, se logra con la mezcla de agua y bentonita a concentraciones en peso C_p de 7% y 8% con una viscosidad aparente de 87.4 y 98.7 cp respectivamente (ver Tabla 4). La elección de estas viscosidades no es arbitraria. Con el fin de identificar los efectos que podría tener la viscosidad del fluido intersticial en la capacidad de desvío de las obras a ensayar, se decide probar con un fluido de alta viscosidad y uno de baja viscosidad. El fluido de mayor viscosidad, se define como la máxima viscosidad que permita mantener el flujo en régimen inercial, es decir, $B_a \sim 450$, pero siempre superior a él. En cambio, el límite inferior de la viscosidad del fluido intersticial queda definido por dificultades de la metodología experimental, ya que el mecanismo de incorporación de la mezcla líquido-sólidos en el estanque de mezcla (ver Figura 5 y sección Instalación Experimental) toma alrededor de 30 minutos. Por dicho motivo, para poder reproducir adecuadamente el flujo aluvional y tener una mezcla lo más homogénea posible previa a su liberación, los sedimentos en el rango de las arenas (d_s < 2 mm) deben ser capaces de mantenerse parcialmente suspendidas durante este tiempo para no compactarse y quedar retenidos en el estanque de mezcla. Esto se logra con la ayuda de un agitador manual con forma de remo.

Finalmente, se consigue en modelo a escala reducida 1:80 un flujo detrítico en régimen inercial dominado por las colisiones entre las partículas por sobre los esfuerzos viscosos y friccionales; es decir, Ba>450, Sa>0.1 y H/dp<10 (ver Tabla 4), manteniendo así el régimen estimado para el aluvión de 1993 ocurrido en la Quebrada de Macul, según los antecedentes encontrados.

Tabla 4.- Ley constitutiva fluido intersticial y números adimensionales en modelo. En el caso de estos últimos, se utilizó la viscosidad aparente para el cálculo.

C_p [%]	τ_y [Pa]	η [Pa · s]	μ_a [Pa · s]	B_a	S_a	R_e	H/d_p
7	1.2	7.4 · 10-3	87.44 · 10-3	515	0.64	1825	4.5
8	1.3	12 · 10-3	98.7 · 10-3	456	0.64	1617	4.5

INSTALACIÓN EXPERIMENTAL Y OBRAS DE DESVÍO

El montaje experimental (Figura 5) consta de una canal de madera de 8.2 metros de largo, 0.4 metros de ancho y 0.4 metros de alto, donde se genera el aluvión. La pendiente del canal (θ) es del 30° y se han adosado, tanto en el fondo como en las paredes de éste, gravas correspondientes al d90 de la curva granulométrica escalada (Figura 4) con el fin de aumentar su rugosidad, incrementar las colisiones entre las partículas y lograr la velocidad deseada a la entrada del decantador N°1. En la parte superior del canal se encuentra un estanque de mezcla con un capacidad máxima de 0.8 m³ donde se prepara la mezcla líquido-sólidos.

Dado que las partículas más grandes de la curva granulométrica escalada tienen diámetros entorno a los 2 cm, es difícil mezclar y mantener una mezcla homogénea en el estaque de mezcla. Por dicha razón, para recrear una mezcla líquido-sólidos lo más homogénea posible, en primer lugar se vierte sobre el estanque de mezcla el fluido intersticial formado por agua y bentonita previamente mezclada. Posteriormente, se ingresan los sedimentos en el rango de las arenas y se agita esta mezcla hasta lograr la suspensión de las arenas. Finalmente, se ingresa la porción de material en el rango de gravas. Terminado éste proceso, la mezcla líquido-sólidos es liberada al canal mediante la apertura rápida de una compuerta. La apertura es parcial y de solo 15 cm, para controlar la salida del flujo y lograr la velocidad deseada a la entrada del decantador N°1.

A la salida del canal de generación del aluvión, se ubica una representación a escala reducida 1:80 de la zona de estudio correspondiente a: los decantadores N°1 y N°2, con una pendiente (α) del 9%, Hondonada (α=4%) y obra de desvío a ensayar (Figura 6).

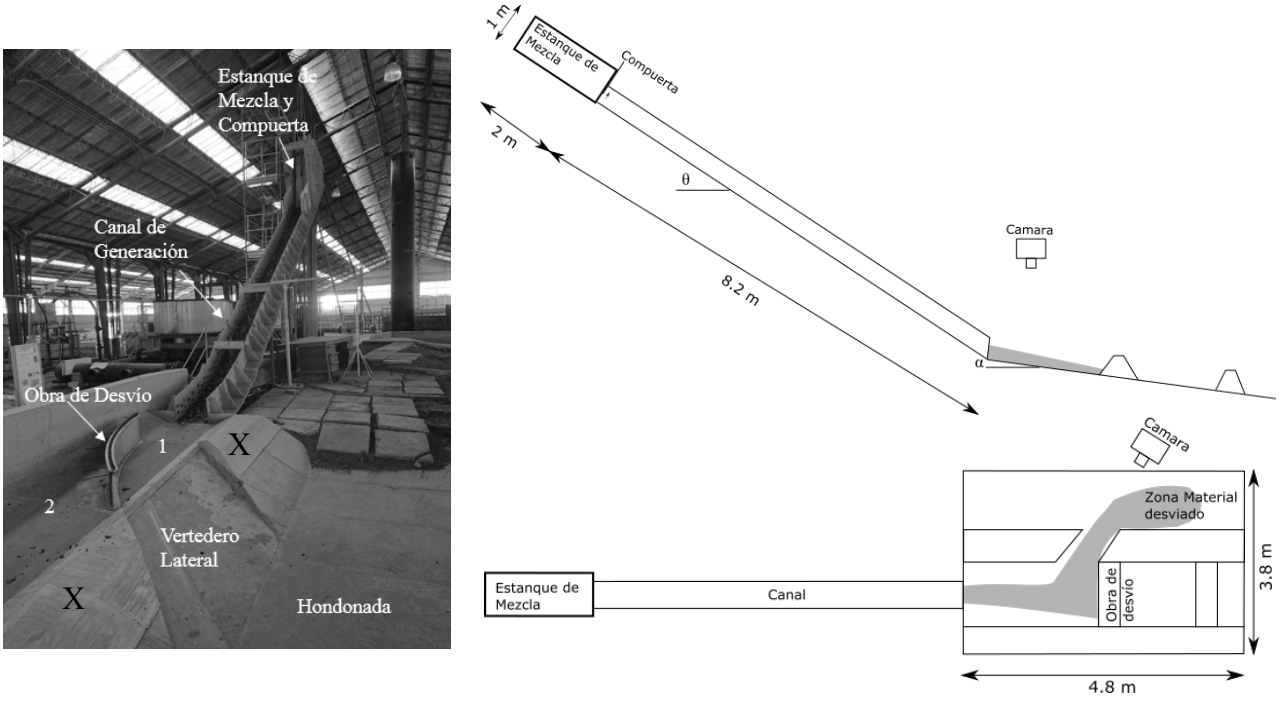
Finalmente, para obtener las velocidades en la salida del canal, se instala un iPhone 6 paralelo a la pendiente α, grabando a 240 fps. Las velocidades se obtienen mediante el software compilado en MatLab, PIVlab. Además para ver el flujo desviado se instala una cámara Canon réflex Ds3 apuntando al vertedero lateral que desvía el flujo.

En el presente trabajo se probará la eficiencia de 4 obras de desvío aluvional ubicadas en el decantador N°1 (Figura 6). Tres de ellas están basadas en presas de apertura vertical o "slit dams". Montserrat (2015) y sus referencias, indican que para "slit dams", si el tamaño de la apertura es menor a 1.5 veces el diámetro máximo de los sedimentos, todo el sedimento es atrapado por la estructura y no será removido por flujos posteriores al flujo detrítico. En cambio, si la apertura es mayor a 2 veces el diámetro máximo de los sedimentos, la mayoría de los granos son atrapados en un principio, pero son removidos de la presa por el flujo de agua posterior al flujo aluvional. A continuación se detallan la geometría de las obras:

- Alternativa 1: Vertedero lateral en el decantador N°1 manteniendo la presa retenedora presente actualmente.
- Alternativa 2: Presa de apertura vertical, formada por pilares instalados en 45° respecto al eje central y un vertedero lateral. La apertura entre pilares es de 1.5 veces el d90.
- Alternativa 3: Presenta una configuración de pilares igual a la alternativa 2, pero con una curvatura de radio 3.56 m en modelo, iniciando tangente al muro lateral y finalizando tangente al vertedero lateral. En este caso, la apertura entre pilares es 1.5 veces el diámetro

de partículas en modelo equivalentes a 1 m en prototipo, las cuales son consideradas altamente destructivas.

- Alternativa 4: Dique curvo tangente a los muros laterales y del vertedero lateral con una presa de apertura vertical en su zona central sumado a un vertedero lateral. El largo efectivo de la presa de apertura vertical es de 4 aperturas entre pilares. En este caso, la apertura entre los pilares es idéntica a la de la Alternativa 3.



(a) (b)

Figura 5.- (a) Vista frontal instalación experimental. (b) Esquema instalación experimental.

El largo del vertedero lateral se definió en base a la apertura natural del abanico aluvial. Para ello, se realizaron ensayos sin la obra de desvío y las paredes laterales, marcadas con "X" en la Figura 5, observando cuál era la apertura natural del flujo. Este largo es de 1.3 m en modelo.

Para estimar el largo efectivo de la presa de apertura vertical en la Alternativa 4, se considera que su funcionamiento se asimila al de un vertedero lateral. Por lo tanto, el caudal que pasa al decantador N°2 se obtiene aplicando la siguiente formula (Mery, 2013):

$$Q = \frac{2}{5}\frac{\left(1-K^{2/5}\right)}{1-K} C_q L_v \sqrt{2g} h_{v2}^{3/2} \qquad [12]$$

donde $K = h_{v1}/h_{v2}$, C_q es el coeficiente de gasto de un vertedero (para este caso se opta por 0.27 correspondiente a vertedero de pared gruesa con arista viva), L_v el largo del vertedero (para este caso corresponde a la apertura en la presa vertical), h_{v1} la altura aguas abajo del vertedero y h_{v2} la altura aguas arriba del vertedero. Las alturas h_{v1} y h_{v2} se obtienen de la altura alcanzada por el flujo en la presa correspondiente a la Alternativa 3. Para calcular la apertura se considera que el caudal vertido debe ser el 20 % del caudal total y un eje hidráulico promedio en el tiempo debido a su variación durante el ensayo.

RESULTADOS

La Tabla 5 muestra los resultados obtenidos para cada uno de los ensayos realizados, considerando viscosidades aparentes del fluido intersticial de 87,4 y 98.6 veces la viscosidad del agua. La concentración volumétrica de sólidos se mantuvo constante en todos los ensayos e igual al 38% v/v, tal como se estimó para el aluvión de 1993. Las velocidades del frente aluvional fueron estimadas utilizando la técnica de PIV justo a la salida del canal de generación.

La Figura 7 muestra una imagen del funcionamiento de las obras de desvío para cada una de las alternativas estudiadas. Es claro ver en estas imágenes un buen desarrollo del frente aluvional, con las partículas más gruesas, pintadas de color verde, ubicadas en el frente de éste.

En todos los ensayos realizados, a excepción de la Alternativa 1, no hubo bloqueo de la presa de apertura vertical tipo "Slit Dams", debido a que el flujo desviado hacia la hondonada remueve las piedras que son retenidas por la presa, dejando pasar gran parte de la cola del aluvión (material más fino) hacia los decantadores. Éste problema se resuelve en gran medida con la Alternativa 4, en que solo la parte central de la obra de desvío presenta una "Slit Dam" que permite el paso del flujo hacia los decantadores.

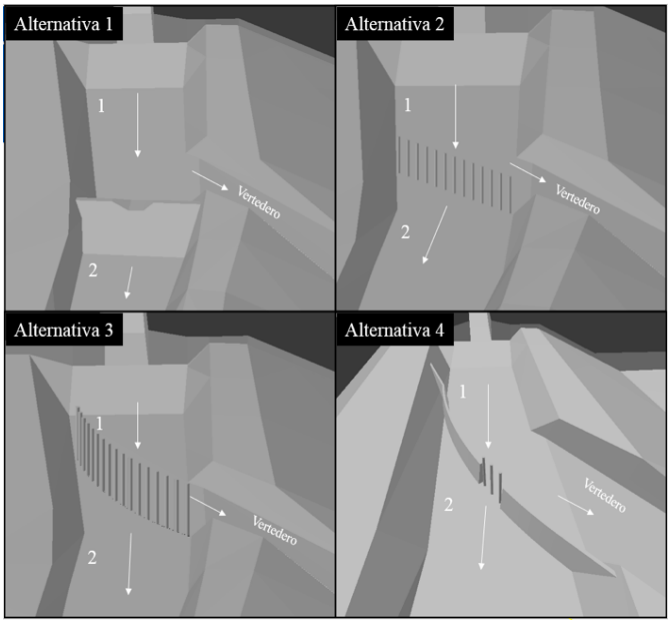


Figura 6.- Alternativa 1: Vertedero lateral manteniendo la presa retenedora presente actualmente. Alternativa 2: Presa de apertura vertical en 45° respecto al eje central con vertedero lateral. Alternativa 3: Presa de apertura vertical curva tangente a los muros laterales con vertedero lateral. Alternativa 4: Dique curvo tangente a los muros laterales con una presa de apertura vertical en su zona central sumado a un vertedero lateral.

Los resultados muestran que la mayor eficiencia en el desvío del frente aluvional se logra con la alternativa 4 y que una obra de desvío con curvatura (Alternativas 3 y 4) es más eficiente que aquella que no la tiene (Alternativas 1 y 2) (Tabla 5). La eficiencia de desvío E_f se define como:

$$E_f = \frac{H}{D2 + D3 + H} \cdot 100 \qquad [13]$$

donde $D2, D3$ y H es la masa en kg depositada en los decantadores, 2, 3 y Hondonada. La masa retenida en el decantador N°1 ($D1$) no es considerada, ya que ésta masa detrítica por efectos de escala no pudo continuar fluidizada y seguir fluyendo. Si hubiese seguido en movimiento, un porcentaje de $D1$ habría sido desviado.

Los resultados indican que si el fluido intersticial es más viscoso, la cantidad de material desviado aumenta entre un 3% y 5%, sin embargo, la baja diferencia de viscosidad aparente entre los fluidos intersticiales utilizados ($\sim$ 10 cp) y el leve incremento en la eficiencia del desvío (3 a 5 %), no son totalmente concluyentes.

A pesar de los incrementos de rugosidad del canal para disminuir la velocidad del flujo, esta se encuentra en varios de los ensayos realizados por sobre la velocidad de 1.5 m/s estimada (Tabla 5). Esto incrementaría el peralte del flujo sobre la obra de desvío causando los desbordes observados en la Figura 7. Mayores velocidades incrementan la altura del flujo sobre las obras de desvío debido al peralte, lo que incrementaría el flujo que pasa hacia al decantador N°2 disminuyendo la eficiencia de la obra de desvío.

CONCLUSIÓN

Para cada alternativa de obra de desvío ensayada, no se aprecia un efecto considerable en su capacidad de desvío para distintas viscosidades. Sin embargo, sí existen grandes diferencias en la eficiencia de la obra, medida como el porcentaje del flujo desviado hacia la hondonada, para las distintas geometrías. En particular, desvíos paulatinos con un cierto grado de curvatura (Alternativas 3 y 4), son considerablemente más efectivos que aquellos perpendiculares al flujo (Alternativa 1) o con algún grado de inclinación respecto al flujo pero sin ninguna curvatura (Alternativa 2).

Si bien, las alternativas ensayadas se basan en obras tipos encontradas en la literatura usadas para retener los sedimentos (VanDine, 1996, Montserrat, 2005), éstas pierden su capacidad de retención al ser utilizadas como obras de desvío aluvional.

Futuros estudios se deben realizar para encontrar una relación entre la apertura de la presa vertical y el caudal vertido, así como los efectos de la velocidad del flujo en la eficiencia de la obra. Otro aspecto importante, sería evaluar el efecto de la concentración volumétrica de sólidos y el peralte del flujo para distintos radios de curvatura de la obra de desvío que permitan determinar la altura de la obra.

Tabla 5.- Eficiencia para las distintas obras de desvío. D1, D2, D3, y H hacen referencia al material retenido en el decantador 1, 2, 3 y Hondonada.

Alternativa	C_p	τ_y	μ	μ_a	U	D1	D2	D3	H	Gruesas Desviadas	E_f
N°	[p/p]	[Pa]	[Pa· s]	[Pa· s]	[m/s]	[Kg]	[Kg]	[Kg]	[Kg]	[%]	[%]
1	8	1.3	0.0120	0.0986		38,3	50	55	19	25	15%
1	8	1.3	0.0120	0.0986	2,11	44,8	52,5	56	16	18	13%
1	8	1,3	0.0120	0.0986	1,79	52,81	57,71	37,14	13,24	17	12%
2	7	1.2	0.0074	0.0874	-	34,8	85,95	18,8	20,75	48	17%
2	8	1.3	0.0120	0.0986	1,24	30,5	83	18,3	28	56	22%
3	7	1.2	0.0074	0.0874	2.10	-	-	-	-	-	-
3	8	1.3	0.0120	0.0986	2.10	22,54	78,11	7,6	61,13	84	42%
4	7	1.2	0.0074	0.0874	2.43	46,615	14,14	0	82,44	93	85%
4	8	1.3	0.0120	0.0986	3.50	33,741	16,395	0	113,874	97	87%



Figura 7.- Ensayos para cada una de las alternativas de obras de desvío estudiadas.

REFERENCIAS

Ayala, L. (1996). *Hidráulica de los fenómenos de remoción en masa: corrientes de detritos y flujos de barro*. Curso pre-XVII congreso latinoamericano de hidráulica, Guayaquil, Ecuador.

Bagnold, R. A. (1954). *Experiments on a gravity-free dispersion of large solid spheres in a Newtonian fluid under shear.* Proc. R. Soc. Lond. A, 225(1160), 49-63.

Hu, K., Wei, F. & Li, Y. (2011). *Real-time measurement and preliminary analysis of debris-flow impact force at Jiangjia Ravine, China*. Earth Surface Processes and Landforms, 36(9), 1268-1278.

Hürlimann, M., Rickenmann, D. & Graf, C. (2003). *Field and monitoring data of debris-flow events in the Swiss Alps.* Canadian geotechnical journal, 40(1), 161-175.

Iverson, R. M. (1985). *A constitutive equation for mass-movement behavior.* The Journal of Geology, 93(2), 143-160.

Iverson, R. M. & LaHusen, R. G. (1989). *Dynamic pore-pressure fluctuations in rapidly shearing granular materials*. Science, 246(4931), 796-799.

Iverson, R. M. (1997). *The physics of debris flows*. Reviews of geophysics, 35(3), 245-296.

Iverson, R. M. & Denlinger, R. P. (2001). *Flow of variably fluidized granular masses across three-dimensional terrain: 1. Coulomb mixture theory*. Journal of Geophysical Research: Solid Earth, 106(B1), 537-552.

Iverson, R. M., Logan, M., LaHusen, R. G. & Berti, M. (2010). *The perfect debris flow? Aggregated results from 28 large-scale experiments.* Journal of Geophysical Research: Earth Surface, 115(F3).

Iverson, R. M. & George, D. L. (2014). *A depth-averaged debris-flow model that includes the effects of evolving dilatancy*. I. Physical basis. Proc. r. soc. a, 470(2170), 20130819.

Iverson, R. M. (2015). *Scaling and design of landslide and debris-flow experiments*. Geomorphology, 244, 9-20.

Martinez, B.D. (2009). *Suceptibilidad de remoción en masa en la Quebrada de Macul, Región Metropolitana.* Memoria para optar al título de Geólogo, Universidad de Chile.

Mery, M. (2013). *Hidráulica aplicada al diseño de obras,* Ril Editores.

Montserrat, S. (2005). *Estudio experimental de obras de protección contra aluviones.* Tesis para optar al grado de Magister en ciencias de la ingeniería, Universidad de Chile.

Major, J. J. & Pierson, T. C. (1992). *Debris flow rheology: Experimental analysis of fine-grained slurries*. Water resources research, 28(3), 841-857.

Naranjo, J.A. & Varela, J. (1996). *Flujos de detritos y barro que afectaron el sector oriente de Santiago el 3 de mayo de 1993.* Servicio Nacional de Geología y Minería, Boletín No.47.

Paik, J., Son, S., Kim, T. & Kim, S. (2012, December). *A real-scale field experiment of debris flow for investigating its deposition and entrainment.* In AGU Fall Meeting Abstracts.

Savage, S. B. & Hutter, K. (1989). *The motion of a finite mass of granular material down a rough incline.* Journal of fluid mechanics, 199, 177-215.

Servicio Nacional de Geología y Minería de Chile. (2015). *Registro de los Principales Desastres de origen geológico en Chile y efectos sobre la población y bienes públicos y privados entre 1980 y 2015.* Sernageomin N°14860-A.

Takahashi, T. (2014). *Debris flow: mechanics, prediction and countermeasures*. CRC press.

VanDine, D. F. (1996). *Debris flow control structures for forest engineering.* Res. Br., BC Min. For., Victoria, BC, Work. Pap, 8.

IAHR **AIIH**

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

ESTUDIO MEDIANTE SIMULACIÓN CFD DE UN DIFUSOR DE COAGULANTE

Nociari, Guillermo A. ; Bottelli Diego N.
AySA SA, Argentina, nociari_ guillermo@aysa.com.ar ; diego_n_bottelli@aysa.com.ar

RESUMEN:

Se presenta un estudio CFD de un sistema difusor por jet y plato de dispersión, validado por:

- Consistencia fenomenológica:
  - Consistencia con la superposición de efectos del sistema jet + plato + turbulencia: Ante la imposibilidad de efectuar medidas directas de concentraciones de coagulante, la validación resulta de la verificación de que el comportamiento del CFD, es el límite al que tiende el Sistema, a medida que se contempla un régimen más realista (desde un jet laminar hasta el dispersor diseñado en las condiciones de operación).
  - Consistencia con la producción vorticial aguas abajo del plato deflector: la frecuencia de producción de vórtices se estudia a través de la relación St vs Re (Strouhal vs Reynolds) y se verifica la consistencia de los resultados del CFD con los datos experimentales de publicaciones.
- Consistencia con las mediciones directas: El modelo estudiado fue implementado en uno de dos sectores similares de planta (en caudal y diseño). Se comparan los consumos de coagulante de ambos sectores para medir el efecto del sistema dispersor.

ABSTRACT:

This work presents a CFD study of a diffuser system by jet and dispersion plate, validated by:

- Phenomenological consistency:
  - Consistency with the superposition of effects of the jet + plate + turbulence system: Given the impossibility of making direct measurements of coagulant concentrations, the validation results from verifying that the CFD results are the limit to which the system tends when a more realistic regime is contemplated (from a laminar jet to the diffuser system in the operating conditions).
  - Consistency with the vortex production downstream of the baffle plate: the frequency of vortex production is studied through the relationship St vs Re (Strouhal vs Reynolds) and the consistency of the CFD results with published experimental data is verified.
- Consistency with direct measurements: The model studied was implemented in one of two similar plant sectors (in flow and design). The coagulant consumption of both sectors is compared to measure the effect of the dispersing system

PALABRAS CLAVES: CFD; Strouhal; Reynolds.

INTRODUCCIÓN

El proceso de potabilización del agua se puede caracterizar, como una secuencia de operaciones en serie:
(1) Dosificación, (2) Mezcla rápida, (3) Floculación, (4) Decantación, (5) Filtración y (6) Cloración

La dosis de coagulante se determina para obtener, en el agua tratada hasta la Decantación (4), una turbiedad post-decantación que permita ajustar las salidas de las plantas, a los límites de calidad de servicio vigentes (Turbiedad servicio < 1 NTU, etc).

En la potabilización del agua cruda, el consumo del coagulante, principal insumo químico del proceso, es función del requerimiento de la matriz acuosa, ya sea para desestabilizar el equilibrio electrostático de la dispersión coloidal (i) o para "barrer" por adsorción (ii) el material suspendido. Las eficiencias de los mecanismos (i) e (ii), dependen de la dispersión efectiva o grado de mezcla del coagulante:

- promoviendo la mayor uniformidad en la distribución de las cargas desestabilizantes en (i): dado un elemento con alta relación carga/radio (Al^{+++}, etc), la intensidad del campo eléctrico desestabilizante dependerá de la dosis para aporta del número de cargas y de la uniformidad de distribución de estas cargas en el volumen (alrededor de una carga, la intensidad del campo eléctrico decrece con el cuadrado de la distancia).
- para generar el mayor número de centros de nucleación de flocs adsorcivos (ii), que crecerán incorporando el material disperso, a medida que el barrido procede, durante la floculación (3): la eficiencia de la operación de adsorción es función directa de la superficie específica activa y esta aumenta con el número de flocs. El número de flocs efectivo para el barrido, se maximiza con la dispersión inicial del coagulante (por minimización de la asociación de núcleos de floculación).

La mezcla rápida aumenta la eficiencia de las operaciones (1) a (4), pero la dosis efectiva siempre dependerá fuertemente de la matriz acuosa tratada. La ponderación de la mejora aportada por cualquier sistema de mezcla rápida, medida como reducción del consumo de coagulante, debe realizarse sobre una única distribución de "tipologías de aguas cruda".
La distribución de eventos de la matriz de agua cruda, es altamente estacional con una recursividad interanual en períodos "Niño" y "Niña", respectivamente.

Para que el análisis de reducción del consumo de coagulante sea objetivo, este debe asegurar la independencia de referenciales espaciales o temporales (estacionalidad).

- Independencia del referencial espacial: Comparar el desempeño de un sector de planta, con sistema de mezcla rápida instalado, con otro sector sin modificar, permite discriminar el efecto de dicho sistema de mezcla rápida, prescindiendo del resto de las fenomenologías determinantes (restamos a la evolución del sistema modificado, el impacto de la configuración espacial original).
- Independencia del referencial temporal: La ponderación del efecto del sistema de mezcla rápida, se efectúa siguiendo la evolución anual de los stocks de coagulante despachados a dos sectores de planta: uno con el sistema de mezcla desarrollado y el otro sin cambios. El diferencial del consumo anual de coagulante, entre los dos sectores, es un parámetro independiente del tiempo, para la evaluación de la efectividad del sistema de mezcla rápida, pues contempla todos los eventos de la matriz de agua cruda.

DESARROLLO DEL TRABAJO:

El sistema difusor por jet y plato de dispersión, promueve una mayor mezcla que un jet laminar de caudal comparable, por efecto de la turbulencia y del plato dispersor. Cómo condición

de consistencia, entonces, la longitud de mezcla debe decrecer a través de la siguiente secuencia de sistemas considerados:

i. jet laminar
ii. Inclusión del plato deflector
iii. Jet libre turbulento
iv. Sistema difusor en condiciones del régimen turbulento de operación

1. jet laminar

Por superposición del problema 1D con las dos dimensiones restantes

$$\partial_t c = D_x \partial^2{}_{x^2} c$$

$$c0 = \text{masa "sembrada"} = M[t] = \text{Momento de orden } 0 = \int_{-\infty}^{\infty}\int_{-\infty}^{\infty}\int_{-\infty}^{\infty} c[x, y, z, t]\, dx\, dy\, dz$$

$$\sigma_x[t]^{\frac{1}{2}} = (2 D_x t)^{\frac{1}{2}}$$

$$\sigma_y[t]^{\frac{1}{2}} = (2 D_y t)^{\frac{1}{2}}$$

$$\sigma_z[t]^{\frac{1}{2}} = (2 D_z t)^{\frac{1}{2}}$$

$$c[x, y, z, t] = \frac{M0}{(2\pi)^{\frac{3}{2}}\, \sigma_x[t]^{\frac{1}{2}}\, \sigma_y[t]^{\frac{1}{2}}\, \sigma_z[t]^{\frac{1}{2}}}\, e^{-\left[\frac{x^2}{\sigma_x[t]^2} + \frac{y^2}{\sigma_y[t]^2} + \frac{(z-H)^2}{\sigma_z[t]^2}\right]}$$



Figura 1.- Jet laminar

Se resuelven las ecuaciones de transporte de magnitud escalar c, para condiciones de laminaridad.
La longitud de mezclado, para el jet libre laminar, es del orden de 100 m para una velocidad de Jet de 8 m/s.

Nota: La resolución se efectúa suponiendo jet laminar y flujo global laminar.
Ver Ref. 10.

2. jet laminar con inclusión del plato deflector

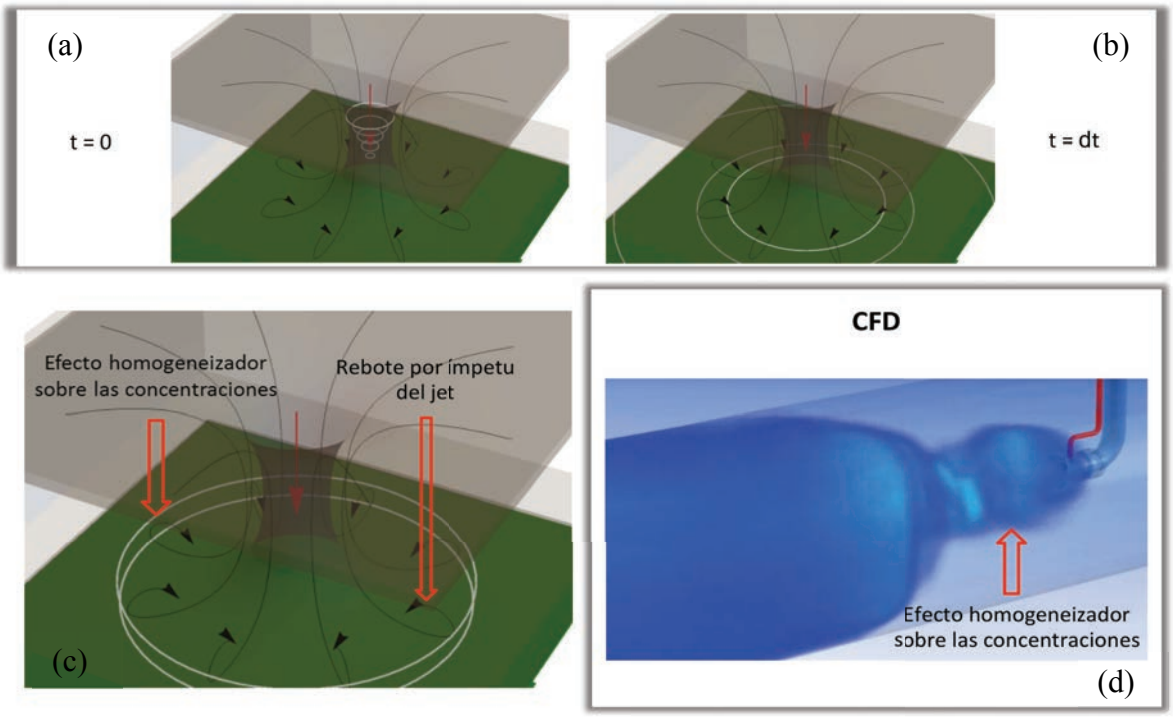


Figura 2.- Plato deflector en régimen laminar en (a), (b), (c) y en CFD (d).

3. Jet libre turbulento

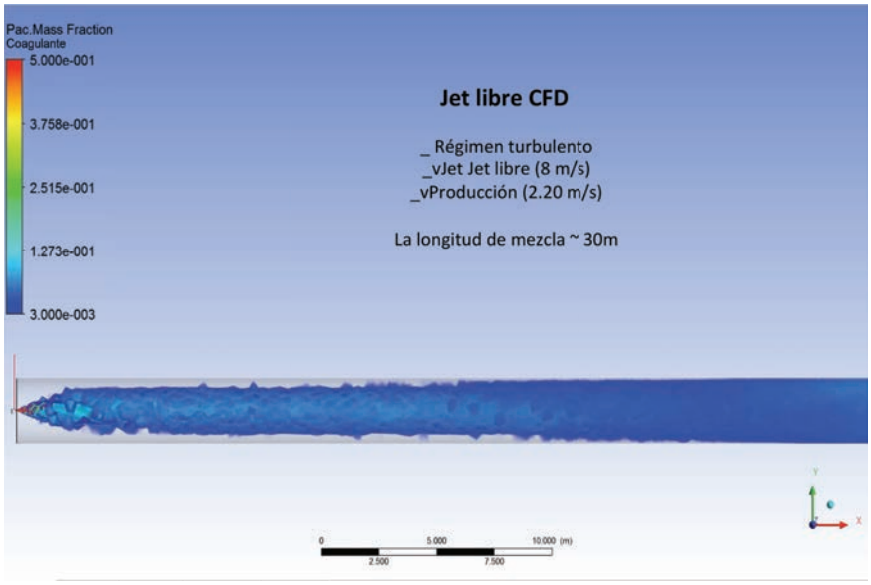


Figura 3.- Jet libre turbulento.

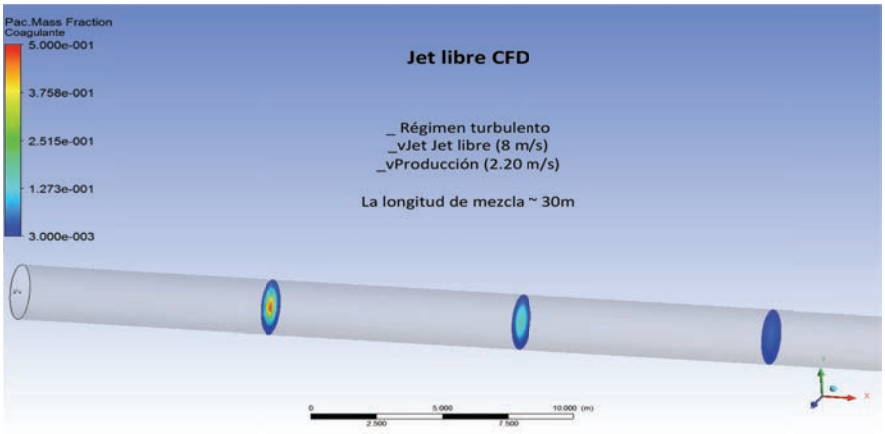


Figura 4.- Plato Jet libre turbulento: progresiva de perfiles de velocidad.

4. Sistema difusor en condiciones del régimen turbulento de operación

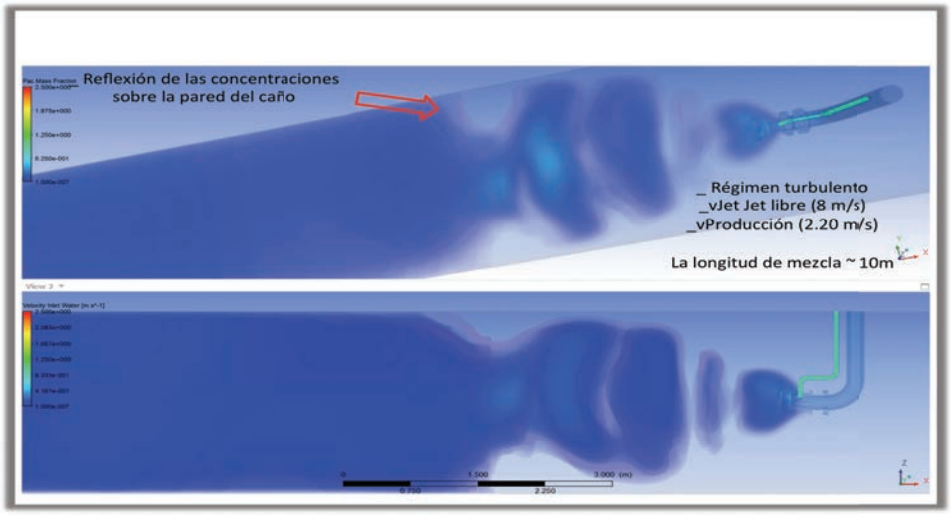


Figura 5.- CFD de un sistema difusor por jet y plato de dispersión.

Aguas abajo del plato deflector, las estructuras vorticiales producidas, contribuyen a la disminución de la longitud de mezclado. La producción de vórtices por cuerpos atravesados a un flujo, presenta una frecuencia característica que depende del Re, de la velocidad del flujo alejado y de la longitud característica del cuerpo (plato dispersor: para el presente trabajo). Esta generación de vórtices queda descripta por la relación entre el número adimensional de Strouhal (St) y el Reynolds.

En la simulación CFD, se definió un punto monitor para relevar la producción vorticial aguas abajo del plato deflector: fvortices = vFlujo/LentreVort = 2.20/0.6 = 3.66 1/s

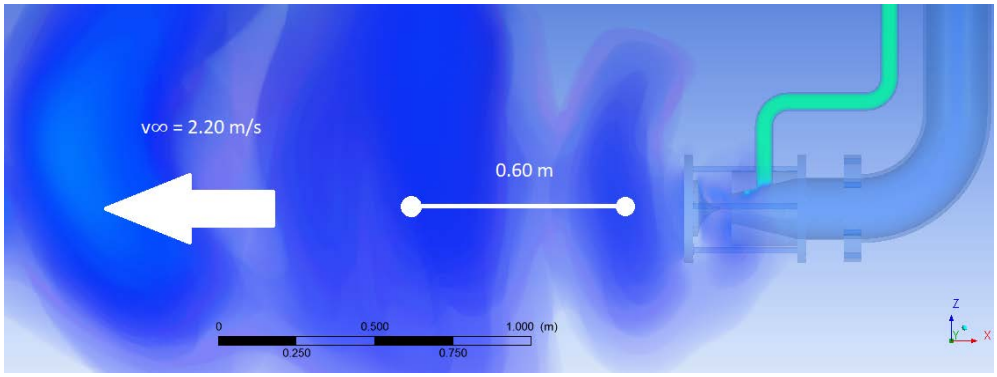


Figura 6.- CFD: distancia entre centroide de primeros vórtices.

La evolución de la relación entre la velocidad puntual y la del flujo libre en CFD permitó la obtención por análisis de Fourier de la frecuencia de producción vorticial.

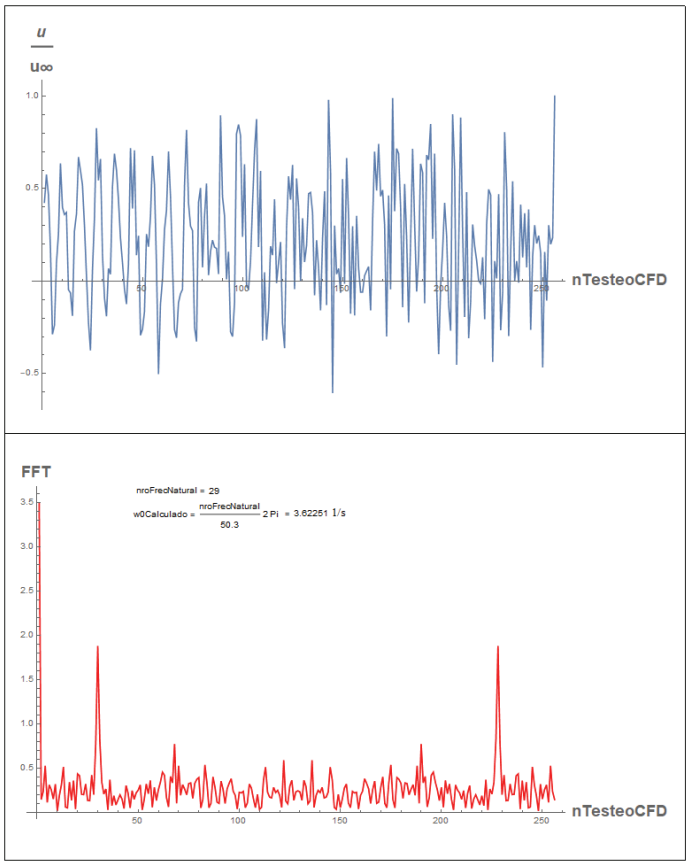


Figura 6.- CFD: Análisis FFT.

La frecuencia determinada por FFT es: f= 3.6 1/s.

Se determinó la velocidad de ataque para la simulación CFD, vAtaque=3.56m/s.

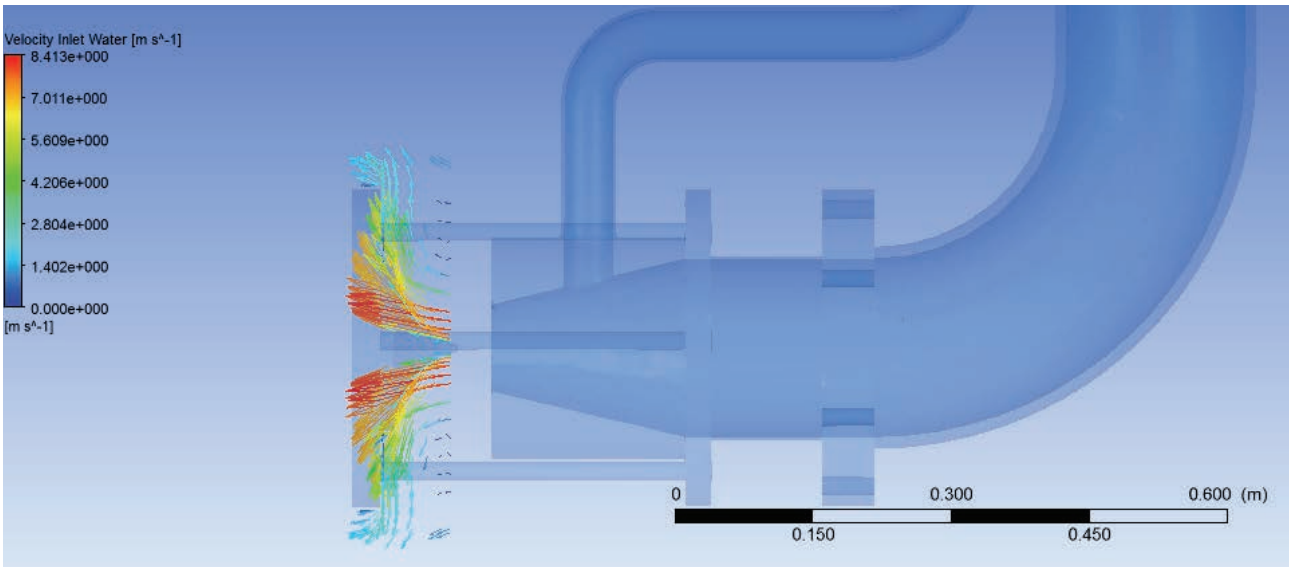


Figura 7.- CFD: determinación de velocidad de ataque.

$$\text{StCFD} = \frac{f \,.\, d}{vAtaque} = \frac{3.62 \,.\, 0.25}{3.56} = 0.25$$

De las referencias (1), (2), (3), (4), (5), (6), (7) y (8) , el St tiende a ser constante para Re altos ($Re_{operativo}$=215000):

- Para cilindros circulares: St → 0.21 (Ref.: (2), (7), (8))
- Para cilindros rectangulares: St → 0.17 (Ref.: (3))
- Para perfil alar: St → 0.23 (Ref.: (5))
- Para otras configuraciones: St → 0.23 (Ref.: (1), (2), (3), (4), (5) y (6))

CONCLUSIONES:

El estudio CFD del sistema difusor por jet y plato de dispersión, fue validado por:

- Consistencia fenomenológica:
  - Consistencia con la superposición de efectos del sistema jet + plato + turbulencia: la longitud de mezcla decrece a través de la secuencia de configuraciones consideradas:
    i. jet laminar
    ii. Inclusión del plato deflector
    iii. Jet libre turbulento
    iv. Sistema difusor en condiciones del régimen turbulento de operación
  - Consistencia con la producción vorticial aguas abajo del plato deflector: El StCFD=0.25 es consistente con los datos experimentales (Refs.: (1) a (8)), para $Re_{operativo}$=215000.
- Consistencia con las mediciones directas: El modelo estudiado fue implementado en uno de dos sectores similares de planta (en caudal y diseño). El consumo de coagulante anual del sector con difusor instalado, es del orden del 10% menor al del sector inalterado.

REFERENCIAS

Gandhi, B. K., Singh, S. N., Seshadri, V., & Singh, J. *(2004). Effect of bluff body shape on vortex flow meter performance. Indian Journal for Engineering and Material Sciences, 11, 378-384.*

Kamemoto, K., Yokoi, Y., Tanaka. E. *(1992). "Observations on the Flow around Circular Cylinder and Trapezoidal Cylinder in a Circular Pipe by Dye - Injection Method." 11th Australasian Fluid Mechanics Conferences University of Tasmania, Hobart, Australia., 14-18.*

Okajima, A. *(1982). "Strouhal numbers of rectangular cylinders". J. Fluid Mech. 123, 379–398.*

Atul S. Bachalı, Dr. Ramakant Shrivastava. *(2018). "Study of Strouhal's Number for Dual Trapezoidal Bluff Body". International Journal of Applied Engineering Research Volume 13, Number 4 pp. 1849-1857.*

Philippe Ausoni, Mohamed Farhat, Youcef Ait Bouziad, Jean-Louis Kueny, François Avellan. *(2006). "Kármán vortex shedding in the wake of a 2D hydrofoil: Measurement and numerical simulation". IAHR Int. Meeting of WG on Cavitation and Dynamic Problems in Hydraulic Machinery and Systems.*

Popiel C. O., Robinson D. J., Turner J. T. *(1992). "Vortex shedding specially shaped cylinders". 11th Australasian Fluid Mechanics Conferences University of Tasmania, Hobart, Australia.*

T. Murugan, K. Chatterjee. *(2015). "Effect of Free stream turbulence on flow past a circular cylinder", Thermal Engineering Department, CSIR-Central Mechanical Engineering Research Institute, Durgapur-713209, West Bengal, India.*

H. M. Blackburn, W.H. Melbourne. *(1996). "The effect of free-stream turbulence on sectional lift forces on a circular cylinder", J. Fluid Mech. (1996), vol. 11, pp. 267-292.*

Durbin, P.A., *(1996), "On the k-ϵ stagnation point anomaly". International Journal of Heat and Fluid Flow, Vol. 17, pp.89–90.*

Fischer, H. B., List, E. G., Koh, R. C. Y., Imberger, J. & Brooks, N. H. *(1979). "Mixing in Inland and Coastal Waters". Academic Press.*

Grant, A.J., *(1974), A numerical model of instability in axisymmetric jets. Journal of Fluid Mechanics, Vol. 66, part 4, pp. 707-724.*

Kaushik, M, Kumar R. , Humrutha G. *(2015). "Review of Computational Fluid Dynamics Studies on Jets". American Journal of Fluid Dynamics 2015, 5(3A): 1-11.*

Thies, A.T., and Tam, C.K.W.*, (1996), Computation of Turbulent Axisymmetric and Nonaxisymmetric Jet Flows Using the K-epsilon Model. AIAA Journal, Vol. 34, No. 2, pp. 309-316.*

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

ESTUDO DE CENÁRIOS DE RUPTURA DE BARRAGENS E IMPACTOS NAS MANCHAS DE INUNDAÇÃO UTILIZANDO BASE TOPOGRÁFICA SRTM E AEROLEVANTAMENTO A LASER LIDAR

Lorêdo Vianini Neto[1] y Márcio Benedito Baptista[2]

[1] Engenheiro Civil, Pimenta de Ávila Consultoria Ltda, MSc Recursos Hídricos UFMG, Brasil, loredo.vianini@gmail.com

[2] Professor Titular -UFMG, Depto. de Eng. Hidráulica e Recursos Hídricos, Brasil, marcio.baptista@ehr.ufmg.br

RESUMO:

Os eventos de ruptura de barragens frequentemente levam a danos significativos, com consequências catastróficas principalmente quando estes se localizam a montante de regiões densamente urbanizadas, como é o caso da Barragem da Pampulha, na cidade de Belo Horizonte, Sudeste do Brasil.

Com a promulgação da Lei nº 12.334, datada de 20 de setembro de 2010, estabeleceu-se a Política Nacional de Segurança de Barragens, PNSB, em que os estudos de cenários de ruptura hipotética de barragens se tornaram obrigatórios para determinadas classes de risco, sendo a escolha da metodologia de responsabilidade do proprietário da barragem. Assim, constata-se que as metodologias e premissas de projeto podem variar consideravelmente, obtendo-se, assim, resultados genéricos, que poderiam apresentar manchas de inundação pouco realistas.

O presente trabalho objetivou avaliar manchas de inundação resultantes de diversos cenários hipotéticos da ruptura da Barragem da Pampulha-MG utilizando diferentes bases topográficas como SRTM e LiDAR. Nestes cenários, foram avaliados os impactos na envoltória da mancha de inundação e profundidade máxima atingida no vale a jusante da barragem.

ABSTRACT:

Dam break events often lead to significant damage, with catastrophic consequences especially when they are located upstream of densely urbanized areas, such as the Pampulha Dam, in the city of Belo Horizonte, Southeastern Brazil.

With the promulgation of the Brazilian law number 12.334/2010, establishing the National Policy on Dam Safety (PNSB), studies of hypothetical dam break scenarios became mandatory for certain dams depending on risk classes, with the responsibility of choosing methodology lying on the dam owner. Therefore, it is important to note that the methods and design assumptions can vary considerably, thus obtaining generic results that may have very unrealistic flood delimitation.

This study aims to assess the flooded areas associated to various hypothetical scenarios of break of the Pampulha Dam using different topographic bases (SRTM and LiDAR). In these scenarios will be evaluated the impacts on the envelope of the flood spot and the maximum depth reached in the valley downstream of the dam.

PALAVRAS CHAVES: ruptura de barragens; MDT; MDE; SRTM; LiDAR; mancha de inundação.

INTRODUÇÃO

Apesar da obrigatoriedade imposta pela Política Nacional de Segurança de Barragens Lei nº 12.334/2010 a respeito da elaboração do plano de ação emergencial para determinadas classes de risco de barragens, ocorre que, no Brasil, ainda não foi especificada uma diretriz metodológica para realização de estudos de ruptura de barragens.

Um dos produtos desses estudos é o mapa de inundação, ferramenta importante para o planejamento das ações emergenciais, considerando que uma envoltória de inundação incorreta, ou, muito improvável, resulta em um Plano de Ações Emergenciais falho, impactando, por exemplo, a eficiência do plano de evacuação elaborado pelos agentes públicos responsáveis por essa atividade (Rocha, 2015). Segundo Costa (1985), houve redução de até 19 vezes no número de fatalidades decorrentes de catástrofes de ruptura de barragens, em comparação aos casos nos quais o aviso havia sido inadequado ou inexistente.

A motivação para realização deste trabalho deveu-se à constatação da necessidade de se verificar os impactos nas manchas de inundação inerentes à utilização de diferentes tipos de bases topográficas adotados em estudos de ruptura de barragens.

Como estudo de caso foi utilizada a ruptura hipotética da Barragem da Pampulha, localizada em Belo Horizonte-MG, sudeste do Brasil. O lago formado pela barragem faz parte do conjunto moderno da Pampulha que, em 2016, ganhou notória importância por receber, da Unesco, o título de Patrimônio Cultural da Humanidade.

JUSTIFICATIVA

Dentro do tema de ruptura de barragens, um dos dados mais significativos para a modelagem hidrodinâmica, pelo vale, a jusante é a base topográfica. Esta tem por objetivo a criação do MDE, Modelo Digital do Elevação e/ou MDT, Modelo Digital do Terreno, que pode ser obtido por meio de dados da missão *Shuttle Radar Topografic Misson*, SRTM, aerolevantamento fornecido pelo emprendedor ou responsável pela barragem, perfilamento a laser aerotransportado LiDAR, cartas topográficas gratuitas fornecidas pelo Instituto Brasileiro de Geografia, IBGE, ou, ainda, seções batimétricas obtidas em campo. No presente estudo, para efeitos comparativos, foram utilizadas as bases SRTM e aerolevantamento laser LiDAR.

Entretanto, devido à dificuldade de verificação do resultado da aplicação da metodologia de ruptura hipotética de barragens, principalmente devido à escassez de estudos de retroanálise, surgem muitos debates e questionamentos quanto à capacidade desses métodos de previsão da inundação decorrente da ruptura: qual é a precisão da mancha de inundação? É plausível realizar o planejamento de ações emergenciais, PAE, com os resultados obtidos? Os modelos superestimam a inundação e prejudicam o empreendedor ou responsável pela barragem quando o mesmo é solicitado a quantificar os dados associados a uma eventual ruptura? A topografia é, realmente, tão impactante no estudo? Topografias com menor precisão resultam em manchas de inundação superestimadas ou não é possível fazer esta afirmação?

Os resultados dessas modelagens são fundamentais para o desenvolvimento das etapas subsequentes do Plano de Ações Emergenciais, como mapeamento das áreas inundáveis e elaboração dos planos de contingência. Nesse contexto, a compreensão dos principais motivos que impactam na envoltória de inundação constitui a principal motivação para o desenvolvimento deste trabalho.

REVISÃO DA LITERATURA

A análise de ruptura de barragem pode ser vista como um processo complexo composto por duas etapas: primeiramente, a formação da brecha no maciço deve ser analisada, para que em seguida o hidrograma defluente da brecha possa ser propagado pelo vale de jusante, representado pela base topográfica, possibilitando a determinação do potencial da cheia. O presente trabalho

enfocou apenas a etapa de propagação, especificamente as bases topográficas utilizadas, e a avaliação da representatividade das manchas de inundação.

Bases topográficas – Modelos Digitais de Elevação, MDE, e de Terreno, MDT

Farr et al. (2007) consideraram que a topografia é a condição de contorno e dado de entrada mais importante para a modelagem hidráulica. Nas últimas décadas, nos países desenvolvidos, o grande florescimento de novas fontes de dados alterou a ciência de modelagem de inundação, ampliando a quantidade de informações disponíveis (SCHUMANN et al., 2009). Essa mudança alterou o foco da simulação hidráulica baseada em modelos físicos sofisticados, para avaliação do potencial de utilização de dados observados por sensoriamento remoto (BATES, 2012).

Como formas de representação topográficas é possível citar os modelos digitais de elevação, MDEs, e os modelos digitais de terrenos, MDTs, e ambos são de grande utilidade em estudos hidráulicos. Os MDEs são construídos por meio da aplicação de técnicas de sensoriamento remoto e não desconsideram a elevação de objetos posicionados sobre a superfície da terra, por exemplo, o dossel das árvores em áreas densamente florestadas e edifícios e grandes construções em áreas urbanas. Já os MDTs referem-se à cota altimétrica do nível do solo e são construídos a partir de mapas topográficos, curvas de nível, levantamentos por GPS ou por perfilamento a laser - LIDAR.

Os MDEs representam uma alternativa para geração de bases topográficas e podem ser gerados a partir da técnica de interferometria por radar. Nessa técnica, o imageador, por meio de uma antena central, ao se deslocar ao longo de sua trajetória, emite um sinal e registra as informações do retorno do sinal por antenas auxiliares posicionadas em uma distância conhecida. Como exemplo de MDEs gerados por interferometria por radar, pode-se citar o projeto *Shuttle Radar Topografic Misson,* SRTM.

O objetivo principal da missão era produzir dados topográficos globalmente consistentes e com erro vertical absoluto em média inferior a 16 m e erro vertical relativo inferior a 10 m; a validação global do SRTM demonstrou que o erro absoluto em todos os continentes variou entre 5,6 a 9,0 m com 90% de confiança – a precisão vertical na América do Sul é de 6,2 m, e a horizontal de 9,0 m (FARR et al., 2007). Cabe observar que a presença de edificações e vegetação reduz a precisão vertical e aumenta os erros verticais sistemáticos e os desvios-padrão. Barros *et al*. (2007) observaram que os dados SRTM não devem ser utilizados de maneira indiscriminada, em razão das imperfeições.

Os MDTs podem ser gerados a partir de mapas topográficos com curvas de nível e levantamentos de campo por GPS onde são cotados pontos de maior relevância como picos de morros, fundos de vales e outras referências. Outra forma de geração de MDTs que vem crescendo sua utilização é o sistema LASER SCANNING. São sistemas que permitem determinar coordenadas X, Y e Z de pontos a partir de um sistema de varredura laser. De acordo com CENTENO (2004), este tipo de sistema também pode ser chamado de LIDAR, *Light Detection And Ranging*, ou LADAR, *Laser Detection And Ranging*, que significa detecção e medição de distância usando luz e laser, respectivamente. A sigla LiDAR tem sido usada com maior frequência principalmente pelas empresas fornecedoras deste serviço.

A Agência Federal de Gerenciamento de Emergências norte americana, Federal Emergency Management Agency - FEMA, começou a usar este tipo de tecnologia em 1994 para mapeamento de inundações e desde então recomenda e especifica a utilização do LiDAR nas diretrizes de estudos de inundação (FEMA, 2010).

Por outro lado, a tecnologia LiDAR é baseada nos mesmos princípios utilizados no sistema de RADAR, com a diferença de que, ao invés do uso de ondas de rádio para localizar os objetos de interesse, o sistema LiDAR utiliza pulsos laser (GIONGO *et al.,* 2010).

Apesar do laser não ser uma nova tecnologia, sua utilização na aquisição de dados geográficos é relativamente recente (GIONGO *et al.,* 2010). De acordo com Falat (2008), a tecnologia de perfilamento a laser LiDAR foi introduzida no Brasil em 2001, e vem sendo utilizada, principalmente, na geração de Modelos Digitais da Superfície, MDS, e de MDT.

Uma vantagem dos sensores de varredura a laser em relação aos clássicos sensores passivos, fotografias aéreas e imagens de satélite, é que os scanners a laser não dependem do sol como uma fonte de iluminação. Sendo assim, a análise dos dados não é prejudicada por sombras causadas por nuvens ou objetos vizinhos (Wagner et al., 2004). Outra característica importante deste sensor é que os pulsos de laser podem penetrar por pequenas aberturas no dossel da floresta e fornecer informações sobre a estrutura florestal e também sobre o relevo destas áreas. Desta forma, um mesmo pulso pode atingir vários objetos em seu trajeto até a superfície levantada (FALAT, 2008). Sendo assim, o ponto mais próximo ocasionará um retorno mais rápido, primeiro retorno. Já o ponto mais distante ocasionará um retorno mais demorado, último retorno. Esta característica permite que se faça a distinção de objetos acima do solo, resultando na obtenção de dois produtos distintos: o MDS ou MDE, caracterizado pelo primeiro retorno e o MDT, caracterizado pelos demais retornos classificados.

Vale lembrar que, chuva ou nuvens muito densas entre o local perfilado e a aeronave, são consideradas interrupções físicas. Os fabricantes argumentam que os mesmos impedimentos para luz visível são os impedimentos para o perfilamento a laser, uma vez que se trata de luz dentro do espectro visível (FRANCO, 2006).

Segundo Rivas (2002), o uso do LiDAR como alternativa à restituição fotogramétrica traz rapidez, boa precisão e praticidade na geração de MDTs, porém, em alguns casos, apresenta desvantagens. O pesquisador explica que a qualidade geomorfológica dos contornos de terrenos gerados por dados de laser scanner é baixa quando comparada a contornos gerados por restituição fotogramétrica, mesmo quando são aplicados filtros e interpolações qualificados. Isso porque não existem ainda métodos capazes de extrair automaticamente linhas de talvegue dos dados do laser scanner. Como solução para este problema, o autor aponta a combinação dos dados deste sensor com outras informações.

No presente estudo foram utilizados dois modelos para comparação que foram o MDE gratuito SRTM e o MDT proveniente do LiDAR disponibilizado pela PRODABEL, Empresa de Informática e Informação do Município de Belo Horizonte.

Índices de desempenho para avaliação de modelos de inundação

Existem muitas maneiras de avaliação do desempenho de um modelo de inundação em prever a extensão ou profundidade da cheia. A escolha do melhor método irá depender dos detalhes do modelo, da qualidade dos dados observados, e da natureza da calibração e da validação a serem realizadas (SCHUMMAN et al., 2009). A maneira mais utilizada é a análise visual da imagem observada e daquela resultante da aplicação do modelo hidráulico. A análise visual é uma ferramenta importante, principalmente para modeladores experientes que conseguem avaliar a viabilidade do resultado ao comparar as duas imagens. Entretanto, esse tipo de análise é de difícil aplicação para um conjunto de imagens e irá sempre produzir avaliações subjetivas do desempenho do modelo (ROCHA, 2015).

Medidas quantitativas possibilitam uma avaliação objetiva do desempenho do modelo e facilitam as etapas de calibração e validação. A abordagem quantitativa mais comum é a análise pixel-a-pixel, denominada também de comparação binária (ARONICA et al., 2002; WERNER et al., 2005; HUNTER et al., 2005; PAPPENBERGER et al., 2007). Nessa abordagem, todas as células da área de interesse são analisadas e enquadradas em um dos quatro conjuntos descritos na tabela de contingência (Tabela 1). Os conjuntos englobam as possíveis combinações para cada célula: observado/previsto, observado/não previsto, não observado/previsto, não observado/não previsto. Vale lembrar que, caso não seja um estudo de retroanálise onde é observada uma mancha real, a mancha observada pode ser relacionada a uma mancha obtida no cenário base pré estabelecido.

Tabela 1.- Conjuntos de possibilidades de combinações para o esquema de classificação binária.

	Presente na observação	Ausente na observação
Presente no modelo	A	B
Ausente no modelo	C	D

O efeito da utilização de diferentes indicadores de ajustes foi investigado em diferentes estudos (HUNTER, 2005; PAPPENBERGER et al., 2007; MASON et al., 2009; STEPHENS et al., 2012, 2014). Na Tabela 2, adaptada de Stephens et al. (2014), são apresentadas algumas medidas binárias de desempenho para estudos de inundação. A tabela foi compilada a partir dos estudos de Hunter (2005) e Schumann et al. (2009).

Tabela 2.- Indicadores de desempenho binários para utilização em estudos de inundação.

Nome	Equação[2]	Intervalo	Comentário
Viés	$\frac{A+B}{A+C}$	(0,∞) - igual a 1 para uma previsão correta	Balanço entre sub e superestimativa da inundação
PC ou F<1>	$\frac{A+D}{A+B+C+D}$	(0,1)	Muito influenciada pelo tamanho da categoria mais comum e pelo tamanho da área de estudo. Não recomendado para estudos de inundação uma vez que é fortemente dependente do tamanho da área não inundada presente no domínio.
Medidas de Acerto (H)	$\frac{A}{A+C}$	(0,1)	Percentual da cheia observada corretamente previsto. Apresenta como ponto negativo o fato de sempre aumentar com o aumento da inundação prevista pelo modelo; portanto, pode ser manipulado pelo incremento de células inundadas.
Alarme falso (F)	$\frac{B}{B+D}$	(0,1)	Percentual das áreas secas que foram incorretamente previstas. Pode ser utilizado em conjunto com o indicador Medidas de Acerto para minimizar viés.
Índice de sucesso crítico (CSI) ou F<2>	$\frac{A}{A+B+C}$	(0,1)	Ajuste do F<1> para reduzir a influência do tamanho da área não inundada no domínio.
F<3>	$\frac{A-C}{A+B+C}$	(-1,1)	Desenvolvido para penalizar a subestimativa da cheia.
F<4>	$\frac{A-B}{A+B+C}$	(-1,1)	Desenvolvido para penalizar a superestimativa da cheia.

[2]Ver Tabela 1. Fonte: adaptada de Stephens et al. (2014).

O indicador F<2> tem sido utilizado em vários estudos de inundação (HORRITT & BATES, 2001; ARONICA et al., 2002; PAPPENBERGER et al., 2007; TAYEFI et al., 2007; COOK & MERWADE, 2009). Aronica et al. (2002) e Hunter (2005) recomendam a utilização desse indicador para calibração de modelos determinísticos e para realização de análise de incertezas. Segundo os autores, o indicador F<2> é relativamente não enviesado e discrimina equitativamente as regiões sub e superestimadas. Os diferentes indicadores serão representados ulteriormente por F<n>.

DESENVOLVIMENTO DO ESTUDO

Definição do hidrograma de ruptura

Para o presente estudo foi adotado o cenário de ruptura hipotética das Barragem da Pampulha em dia seco, em que a construção do hidrograma de ruptura foi considerada a ocorrência da erosão interna regressiva do maciço, ***piping***. A crista da barragem está na El. 805,00 m e o volume propagado em uma ruptura hipotética, considerando um cenário de dia seco e propagação de 50% do volume de sedimentos, seria de aproximadamente 15 Mm³. A constituição do hidrograma de ruptura foi realizada com o auxílio do modelo hidrológico HEC-HMS (USACE, 2010). Após a construção e análise crítica do hidrograma de ruptura para a Barragem da Pampulha, foram realizadas as modelagens unidimensional, HEC-RAS, e bidimensional, FLO-2D e HEC-RAS. Entretanto, para efeitos comparativos das bases topográficas foram avaliadas apenas a propagação hidrodinâmica no modelo bidimensional, HEC-RAS. A Figura 1 apresenta a bacia hidrográfica da barragem da Pampulha e a região do vale a jusante, Ribeirão Pampulha, Ribeirão da Onça até a confluencia com o rio das Velhas. A Figura 2 apresenta o hidrograma de ruptura da

Barragem da Pampulha no cenário de dia seco e parâmetros de brecha obtidos pela equação de Froehlich (2008).

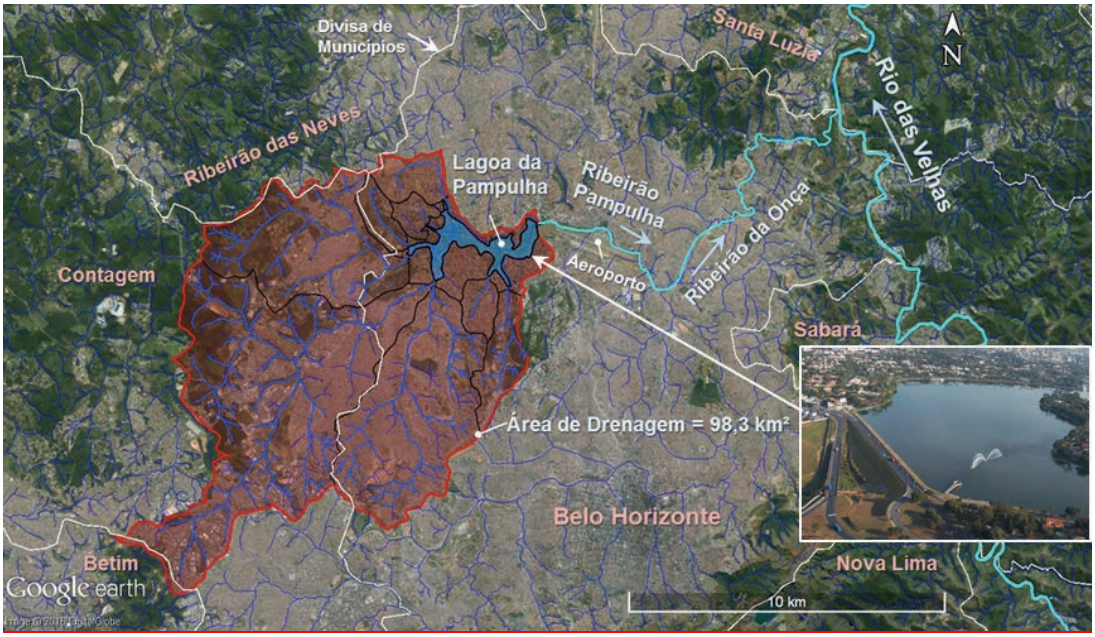


Figura 1.- Arranjo da bacia da Barragem da Pampulha e área a jusante
Fonte: Imagem de satélite Google Earth (2015).

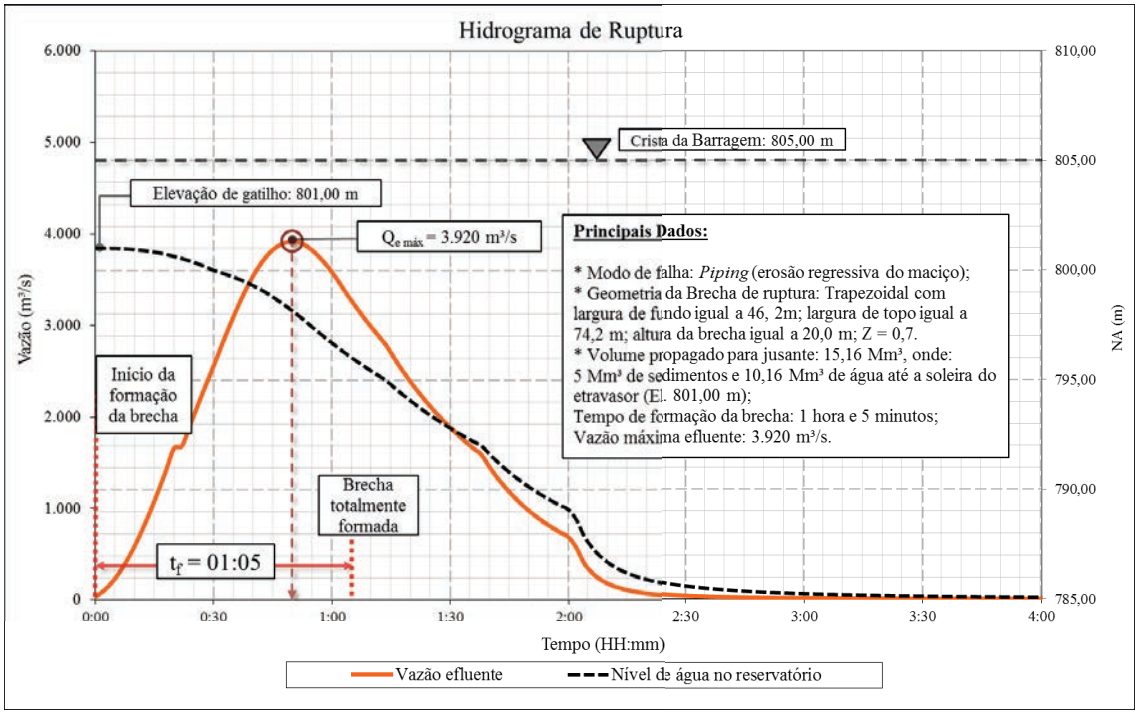


Figura 2.- Hidrograma de ruptura da Barragem da Pampulha- Cenário de dia seco
Fonte: Vianini Neto (2016)

A vazão de pico do hidrograma de ruptura do cenário de dia seco foi igual a 3.920 m³/s e ocorreu após 50 minutos do início da ruptura, antes da formação total da brecha, que ocorreu 15 minutos após a vazão de pico. O tempo de base do hidrograma de ruptura foi igual a 2 horas e 30 minutos e o volume foi igual a 15.009.628 m³, valor dado pela soma do volume de sedimentos propagados com o volume de água no reservatório até a El. 801,00 m, correspondente à cota altimétrica da soleira do extravasor operacional, *side channel*.

Tratamento e Validação do MDE SRTM e MDT

O MDT gerado para a área a jusante da Barragem da Pampulha foi gerado a partir das curvas de nível a cada 1 metro da topografia de aerolevantamento com perfilhamento a laser LiDAR de 2008 disponibilizado pela Prodabel. Foi utilizado o software AutoCad Civil 2015 para gerar o MDT e exportar em formato *raster*.

Alguns ajustes das curvas de nível foram feitos como preenchimentos, cortes e extensões em locais onde a triangulação da superfície estava incorreta. A Figura 3 apresentam um trecho do MDT onde haviam falhas nas curvas de nível que tiveram que ser preenchidas por meio da conexão entre curvas de nível de mesma elevação.

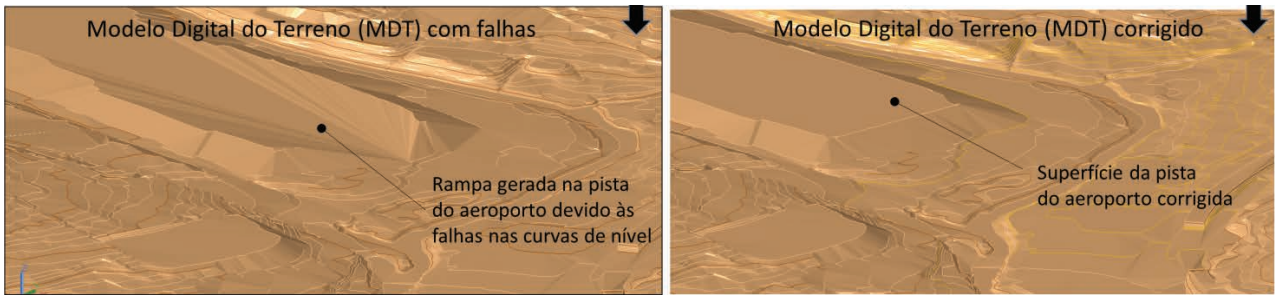


Figura 3.- Correção do MDT (curvas de nível incompletas) no final da pista do aeroporto.

O AutoCad Civil permite que seja escolhido o tamanho do pixel da imagem *raster* a ser exportada. Com isso foram gerados TIFF's com pixels de dimensões de 8m, 4m, 3m e 2m a fim de avaliar a diferença de qualidade do MDE e comparar o esforço computacional na modelagem de propagação da cheia de inundação no HEC-RAS 5.0.1. Utilizou-se como base para comparação o cenário com MDE com pixel de 30 m, denominado laser 3m.

Além disso, foi utilizado o MDE SRTM com resolução horizontal de 30 m para comparação com a topografia a laser LiDAR. O MDE SRTM tem um grande atrativo por ser disponibilizado gratuitamente, no entanto, além de erros no posicionamento, o perfil longitudinal extraído do STRM não representa a correta elevação de fundo do talvegue, devido aos erros sistemáticos relacionados à vegetação, aos efeitos da superfície de água e também aos erros aleatórios relacionados ao ruído nos dados do MDE (PAIVA et al., 2011; RABUS et al., 2003; FARR et al., 2007).

A região a jusante da Barragem da Pampulha apresenta grande densidade de construções e edificações e, de forma análoga ao dossel da vegetação, o MDE SRTM está sujeito às mesmas imprecisões da correta elevação do terreno.

A Figura 4 apresenta uma comparação gráfica entre estes MDEs para dar uma ideia da diferença da qualidade e fidelidade da informação dos MDEs em relação ao terreno real. É possível que quando visto de muito alto, o modelo SRTM aparentemente estaria representando razoavelmente o terreno, no entanto, quando as imagens são ampliadas, ficam evidentes as deficiências, principalmente nas regiões de afluentes e estreitamentos.

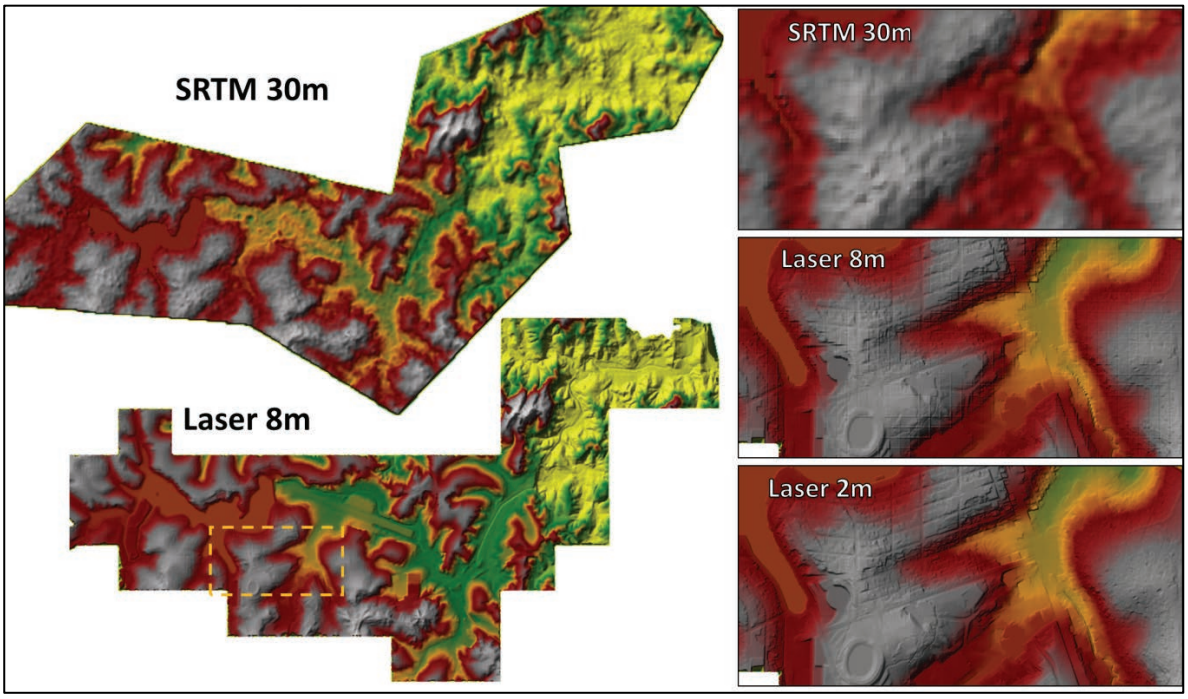


Figura 4.- MDEs adotados no estudo.

RESULTADOS E DISCUSSÃO

Com base na metodologia descrita no presente estudo, foi realizada a propagação hidráulica com a utilização do modelo bidimensional HEC-RAS do hidrograma proveniente da ruptura hipotética da Barragem da Pampulha admitindo-se a hipótese do colapso da estrutura por *piping* em dia seco.

Os MDEs utilizados para análise da topografia foram: i) LIDAR com pixel de 2 metros; ii) LIDAR com pixel de 8 metros; e iii) SRTM com resolução horizontal de 30 metros. Estes três MDEs foram comparados com o MDE do cenário base, (Ruptura hipotética em Dia Seco), onde foi utilizado a topografia LIDAR com pixel de 3 metros.

O desempenho da simulação hidráulica referente a cada MDE foi avaliada por meio da comparação entre a área inundada e também por meio da análise do índice de desempenho F<2>, F<3> e F<4>. Os resultados estão sintetizados nos gráficos apresentados na Figuras 5. Os mapeamentos das áreas A, B, C e D – utilizadas para o cálculo dos índices F<2>, F<3> e F<4> estão ilustrados na Figura 7 e 8.

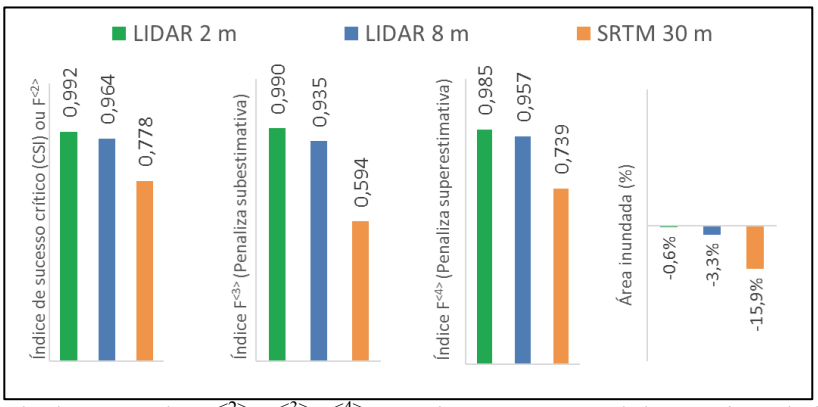


Figura 5.- Índice de desempenho $F^{<2>}$, $F^{<3>}$,$F^{<4>}$ e variação percentual da área inundada para diferentes MDEs.

Os resultados mostram uma tendência de diminuição da área inundada à medida que a resolução da topografia diminui, contrariando observações realizadas por Cook & Merwade (2009),

Wang et al. (2012) e Rocha (2015). Essa tendência fica evidente ao se analisar os resultados obtidos para o SRTM 30 m e o LIDAR 8 m e LIDAR 2 m. A área da mancha de inundação, obtida para as simulações com o SRTM 30 m, foi 15,9% inferior à contabilizada para a mancha de inundação do cenário base, enquanto que a área inundada obtida com o LIDAR 8 m foi 3,3% inferior àquela da mancha de inundação do cenário base. Era de se esperar com essa tendência que a mancha gerada com a topografia LIDAR com pixel de 2 m tivesse área superior ao cenário base onde foi utilizado topografia LIDAR com pixel de 3 m, no entanto a área foi 0,6% inferior ao cenário base, valor este que, por ser tão baixo, pode ser considerado desprezível e inconclusivo.

O fato de que a área inundada tenha aumentado a medida que a resolução do MDE melhora pode ser explicado neste caso pelo fluxo de água adentrar mais nas regiões dos afluentes. Quanto menor o tamanho do pixel do MDE maior a chance de representar com fidelidade uma calha estreita de um afluente, ou seja, pixels grandes tendem a tamponar as calhas dos afluentes e as manchas de inundação são barradas antecipadamente. A Figura 6 apresenta um exemplo em que isso ocorre na região próximo à ETE Onça.

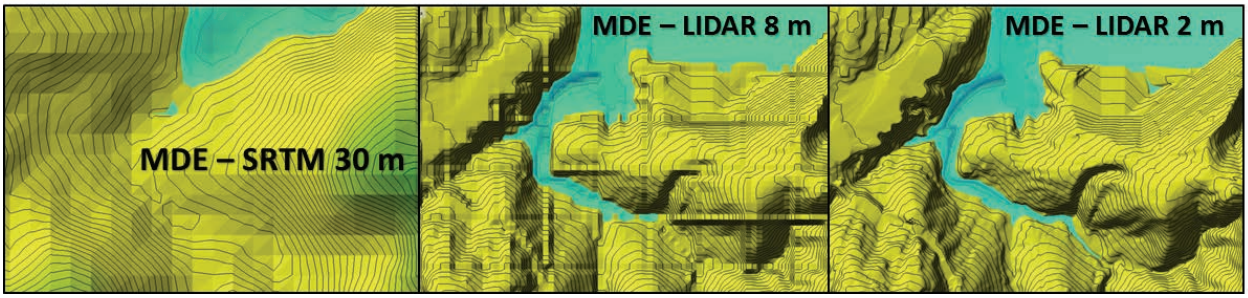


Figura 0.- Diferenças das manchas de inundação dos diferentes MDEs simulados.

Nesse contexto, caso o resultado correspondente ao MDE SRTM 30 m fosse utilizado para cálculo de consequências da inundação, com quantificação do número de edificações atingidas, os valores seriam mais otimistas e diferentes da realidade. Portanto, deve-se ter cuidado ao se realizar simulações hidráulicas utilizando MDEs baseados em SRTM 30 m para regiões com afluentes com calhas mais estreitas e locais urbanizados onde o fluxo tende a ser bidimensional.

O impacto da diminuição da resolução também pode ser observado no cálculo dos índices de desempenho F<2>, F<3> e F<4>. Os MDEs LIDAR 8 m e LIDAR 2 m apresentaram valores de F<2> bastante altos, 0,964 e 0,992 respectivamente, indicando que houve pouca alteração na mancha de inundação em comparação com o cenário base. Já o MDE SRTM 30 m apresentou um índice F<2> igual a 0,778 indicando uma diferença bem maior entre os três MDEs avaliados.

Cabe lembrar que as áreas do tipo A são as áreas coincidentes no cenário base e na mancha do cenário de comparação, as áreas tipo B são áreas inundadas no cenário de comparação e não inundadas no cenário base, ou seja, são as regiões superestimadas na modelagem hidráulica. Já as as áreas do tipo C são aquelas inundadas no cenário base e não inundadas na mancha simulada para comparação, ou seja, são as regiões subestimadas na modelagem hidráulica. Devido a uma maior área do tipo C, a simulação com o SRTM 30 m resultou em um menor índice F<3> (0,594) do que o obtido com o LIDAR 8 m (0,935) e o LIDAR 2 m (0,990).

O índice F<4> que tem como principal objetivo avaliar a superestimativa da mancha de inundação indicou novamente um melhor desempenho da simulação com o LIDAR 2 m (0,985) do que as simulações com o LIDAR 8 m (0,957) e o SRTM 30 m (0,739). Como as manchas avaliadas foram menores que o cenário base, ou seja, houve mais subestimativa do que superestimativa, o índice F<4> forneceu resultados menos discrepantes.

Esses resultados sugerem que a precisão da topografia tem bastante influência na delimitação da inundação e não há uma convergência de tendência de aumento ou diminuição da mancha de inundação, o que dá mais importância ainda à topografia de maior precisão, uma vez que não há como saber se a utilização de uma base gratuita SRTM de menor precisão está sendo ou não mais conservador.

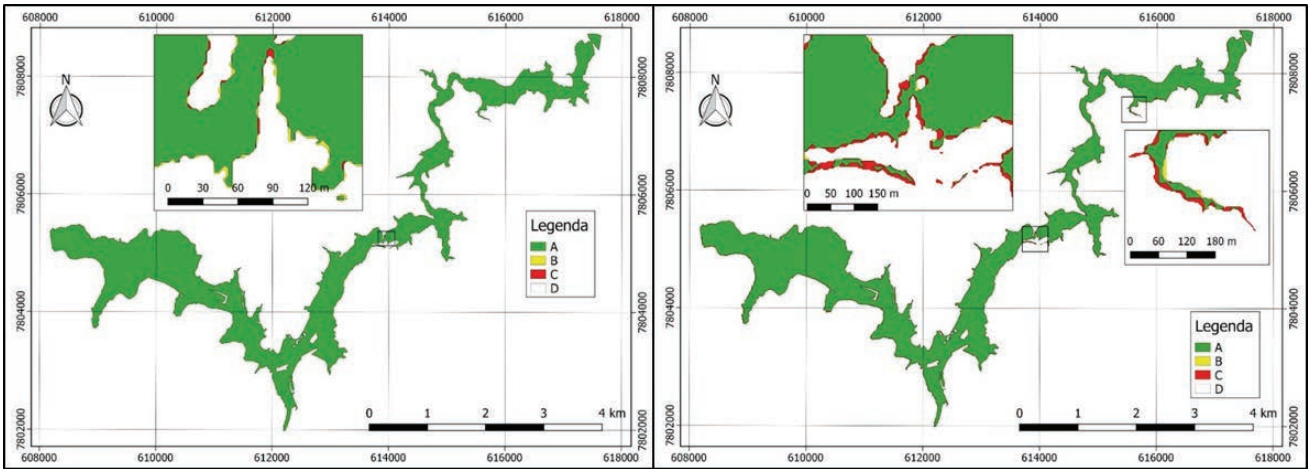


Figura 7.- Mapeamento de áreas inundadas e não inundadas para cálculo dos índices F (laser 2m e laser 8m).

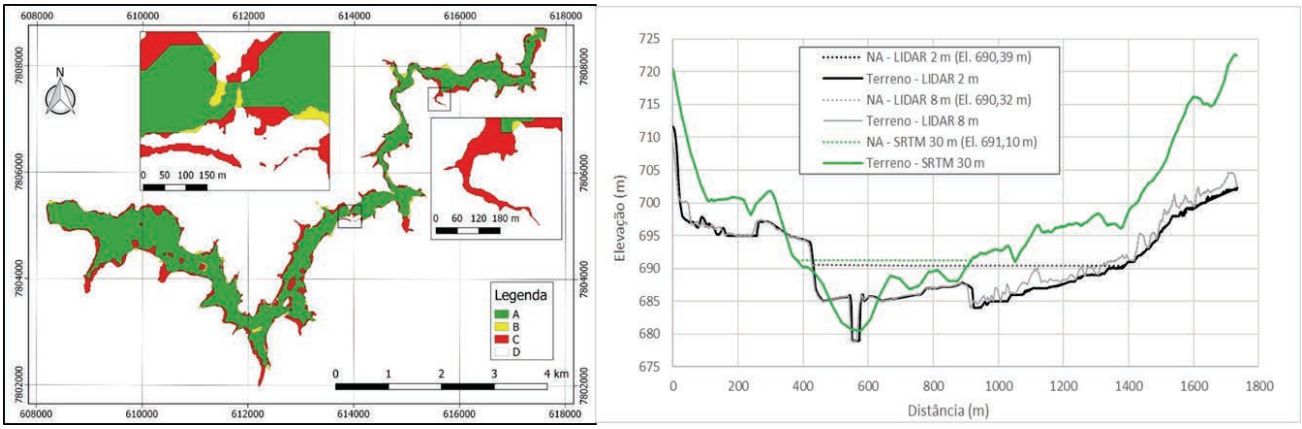


Figura 8.- Mapeamento de áreas inundadas e não inundadas para cálculo dos índices (SRTM 30 m) e Exemplo de inundação em uma seção transversal (ETE Onça).

Na Figura 8, no lado direito é apresentada a elevação do nível de água obtida na seção da ETE Onça para os modelos LIDAR 2m, LIDAR 8 m e SRTM 30 m. O resultado sugere uma tendência de suavização na representação do terreno quando se reduz a resolução horizontal de 30 m pra 8 m e posteriormente para 2 m. Na seção transversal ETE Onça, as elevações do nível de água resultantes do modelo hidráulico variaram entre a El. 691,10 m (SRTM 30 m) até a El. 690,32 m (LIDAR 8 m). As larguras de topo da área molhada para o LIDAR 2 m, LIDAR 8 m e SRTM 30 m, foram, respectivamente, iguais a 226,1 m, 627,1 m e 826,6 m. É interessante observar que, nessa seção transversal, o aumento de elevação do MDE SRTM 30 m em aproximadamente 7 m na margem direita resulta em uma diminuição da largura da mancha em cerca de 600 m (72%). Este resultado reforça a importância da topografia detalhada neste tipo de estudo, pois, neste caso, o MDE gratuito SRTM resultou em uma mancha desfavorável à segurança e, portanto, deve ser utilizada com cautela, principalmente se tratando de regiões densamente povoadas.

Os estudos de ruptura de barragens vêm acompanhando um avanço da tecnologia dos softwares de modelagens hidráulicas que estão incorporando as ferramentas de geoprocessamento como é o caso do HEC-RAS 2D lançado em 2015. Juntamente aos modelos hidráulicos, os MDEs também estão melhorando significativamente a qualidade com o avanço do sensoriamento remoto e da tecnologia de perfilamento a laser LiDAR. Nos estudos anteriores sobre o tema de ruptura de barragens realizados no âmbito do Programa de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos da UFMG, as ferramentas de geoprocessamento estavam em um estágio anterior de integração com os modelos hidráulicos e os modelos digitais de elevação ainda não eram amplamente utilizados. A correta representação da topografia das áreas propensas a inundações era possível apenas por levantamentos topográficos de campos. Esses levantamentos demandavam mais tempo para serem realizados e aumentavam significativamente os custos da modelagem hidráulica. Por essa razão, os trabalhos eram focados apenas no levantamento de um conjunto específico de

seções transversais mais importantes, capazes de fornecer globalmente uma descrição razoável das principais características da topografia. A geometria do talvegue entre as seções levantadas em campo era obtida por interpolação.

Por fim, a modelagem hidráulica da ruptura hipotética da Barragem da Pampulha, foi capaz de reproduzir a mancha de inundação considerando o amortecimento no vale a jusante até a confluência com o rio das Velhas. Os resultados foram considerados satisfatórios e a excelente representação da geometria por perfilamento a laser LiDAR contribui para o incentivo da sua utilização em trabalhos futuros, sobretudo em regiões urbanizadas.

O trabalho apresentado possui limites que podem ser ultrapassados com alguns estudos adicionais: 1) O MDE utilizado nos cenários bases foi obtido por meio do arquivo de AutoCAD fornecido pela Prodabel o qual apresentava curvas de nível equidistantes em 1 metro. Essas curvas de nível foram geradas a partir do perfilamento a laser LiDAR. Seria interessante gerar um MDE diretamente do perfilamento a laser com tratamento de subtração da vegetação mas que mantivesse a volumetria das edificações. Assim, seria possível realizar uma modelagem com a presença das construções e verificar a influência dos mesmo no escoamento. Na região onde as velocidades e profundidades foram muito altas, provavelmente ocorreriam a destruição das edificações e talvez nesses locais poderiam ser retiradas as construções do MDE ou até mesmo verificar os reflexos na propagação considerando na modelagem a destruição e arraste dos escombros das edificações destruídas. Como sugestão, poderia ser realizada a modelagem com o perfilamento a laser LiDAR com a presença das edificações e comparação com os resultados obtidos neste estudo. 2) Nas simulações hidráulicas realizadas neste estudo, não foram consideradas as pontes e galerias no modelo. As galerias muito provavelmente seriam obstruídas em um evento com vazões de grandes magnitudes como uma ruptura hipotética de barragem, no entanto, algumas pontes poderiam influenciar no escoamento podendo alterar os controles hidráulicos e os tempos de chegada de onda. Apesar da consideração de que a influência dessas estruturas no perfil da linha de água de inundação, nesse caso, é pequena, recomenda-se a verificação dessa influência pela inclusão das pontes, especificamente, a ponte da Avenida Pedro I que fica próxima ao pé da barragem. Análise semelhante pode ser vista em Pappenberger *et al.* (2006).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aronica, G.; Bates, P. D.; Horritt, M. S. Assessing the uncertainty in distributed model predictions using observed binary pattern information within GLUE. Hydrological Processes, v. 16, n. 10, p. 2001-2016, 2002.

Barros, Rafael S.; Cruz, Carla Bm. Avaliação da altimetria do modelo digital de elevação do SRTM. XIII Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto (SBSR), v. 13, p. 1243-1250, 2007.

Bates, P. D. Integrating remote sensing data with flood inundation models; how far have we got? Hydrological Processes, v. 26, n. 16, p. 2515-2521, 2012.

BRASIL. **Lei nº 12.334 de 20 de setembro de 2010**. Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens destinadas à acumulação de água para quaisquer usos, à disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais, cria o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens e altera a redação do art. 35 da Lei n. 9.433, de 8 de janeiro de 1997, e do art. 4º da Lei n. 9.984, de 17 de julho de 2000. Brasília, 2010.

Centeno, J.A.S. Sensoriamento remoto e processamento de imagens digitais. Ed. Curso de Pós-graduação em Ciências Geodésicas, Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 2004

Cook, A.; Merwade, V. Effect of topographic data, geometric configuration and modeling approach on flood inundation mapping. Journal of Hydrology, v. 377, n. 1, p. 131-142, 2009.

Costa, J. E. (1985). Floods from Dam Failures. Colorado: U.S. Geological Survey Open-File Report.

Falat D. R. Perfilamento a laser: uma alternativa rápida e precisa para a identificação de alterações na superfície, II Simpósio Brasileiro de Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação, Recife-PE, 2008. P. 000-000.

Farr T.G.; Caro E.; Crippen R.; Duren R.; Hensley S.; Kobrick M.; Paller M.; Rodriguez E.; Rosen P.; Roth L.; Seal D.; Shaffer S.; Shimada J.; Umland J.; Werner M.; Burbank D.; Oskin M.; Alsdorf D. The shuttle radar topography mission. Reviews of Geophysics, 45, RG2004, 2007.

FEMA; Procedure Memorandum No. 61 – Standards for LiDAR and Other High Quality Digital Topography, September 27, 2010.

Franco, T. P. L. Uso do Sistema LiDAR na geração de MDT e sua exatidão cartográfica, IX Curso de Especialização em Geoprocessamento – Instituto de Geociências, Departamento de Cartografia da UFMG, 2006.

Froehlich, D. C. Embankment Dam Breach Parameters and Their Uncertainties. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 134, No. 12, Maio, pp 1708-1720, 2008.

Giongo, M.; Koehler, H. S.; Machado, S. A.; Kirchner, F. F.; Marchetti, M. LiDAR: Princípios e aplicações florestais. Pesquisa Florestal Brasileira, Colombo, v. 30, n. 63, p. 231-244, 2010.

Horritt, M. S.; Bates, P. D. Effects of spatial resolution on a raster based model of flood flow. Journal of Hydrology, v. 253, n. 1, p. 239-249, 2001.

Hunter, Neil Martin. Development and assessment of dynamic storage cell codes for flood inundation modelling. 2005. Tese de Doutorado. University of Bristol.

Mason, D. C.; Bates, P. D.; Dall'amico, J. T. Calibration of uncertain flood inundation models using remotely sensed water levels. Journal of Hydrology, v. 368, n. 1, p. 224-236, 2009.

Pappenberger, F.; Matgen, P.; Beven, K. J.; Henry, J. B.; Pfister, L.;Fraipont, P. Influence of uncertain boundary conditions and model structure on flood inundation predictions. Advances in Water Resources, v. 29, n. 10, p. 1430-1449, 2006.

Rabus, B.; Eineder, M.; Roth, A.; Bamler, R. The shuttle radar topography mission- a new class of digital elevation models acquired by spaceborne radar. ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing, v. 57, n. 4, p. 241-262, 2003.

Rocha, F. F. Retroanálise da Ruptura da Barragem São Francisco – Miraí, Minas Gerais, Brasil, Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2015, 174 p.

Rivas R. A. N., A Tecnologia Laser Sacanning e seu potencial de aplicação no mapeamento topográfico, Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, Brasil, 2002.

Schumann, G.; Bates, P. D.; Horritt, M. S.; Matgen, P.; Pappenberger, F. Progress in integration of remote sensing–derived flood extent and stage data and hydraulic models. Reviews of Geophysics, v. 47, n. 4, 2009.

Stephens, E. M.; Bates, P. D.; Freer, J. E.; Mason, D. C. The impact of uncertainty in satellite data on the assessment of flood inundation models. Journal of Hydrology, v. 414, p. 162-173, 2012.

Stephens, E.; Schumann, G.; Bates, P. Problems with binary pattern measures for flood model evaluation. Hydrological Processes, v. 28, n. 18, p. 4928-4937, 2014.

Tayefi, V. Et Al. A comparison of one-and two-dimensional approaches to modelling flood inundation over complex upland floodplains. Hydrological Processes, v. 21, n. 23, p. 3190-3202, 2007.

USACE – U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. *Hydrologic Modeling System HEC-HMS: user's manual – version 3.5*. Davis: Hydrologic Engineering Center (HEC), 2010, 318 p.

USACE – U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. HEC-RAS, River Analysis System Hydraulic Reference Manual. Davis: Hydrologic Engineering Center (HEC), 2010b, 417p.

Vianini Neto, L. Estudo de ruptura da Barragem da Pampulha, em Belo Horizonte: Retroanálise da brecha do acidente de 1954 e ruptura hipotética nas condições atuais. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2016.

Wagner, W.; Ullrich, A.; Melzer, T.; Briese, C.; Kraus, K. From single-pulse to fullwaveform airborne laser scanners: potential and practical challenges. In: ISPRS Congress, 20., 2004, Istanbul, Turkey. Geo-Imagery Bridging Continents: proceedings…Istanbul, 2004.

Wang, W.; Yang, X.; Yao, T . Evaluation of ASTER GDEM and SRTM and their suitability in hydraulic modelling of a glacial lake outburst flood in southeast Tibet. Hydrological Processes, v. 26, n. 2, p. 213-225, 2012.

Werner, M. G. F.; Hunter, N. M.; Bates, P. D. Identifiability of distributed floodplain roughness values in flood extent estimation. Journal of Hydrology, v. 314, n. 1, p. 139-157, 2005.

IAHR **AIIH**

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

VALIDAÇÃO NUMÉRICA DE UM ESCOAMENTO DE FLUIDO NÃO-NEWTONIANO NO ÂMBITO DE CORRIDAS DE LAMAS

Yuri Taglieri Sao[1], João Batista Pereira[2], Renan Serralvo Campos[3] e Geraldo de Freitas Maciel[4]
Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, UNESP - Univ Estadual Paulista, Brasil
[1]yuri.taglieri27@gmail.com, [2]jbpereira.eng@gmail.com, [3]serralvo.renan@gmail.com, [4]maciel@dec.feis.unesp.br

RESUMO:

Nos fenômenos de corridas de lama, a determinação das propriedades reológicas do fluido escoante é fundamental para compreensão e previsão dos seus possíveis efeitos danosos. Existem métodos de caracterização reológica feitos, tanto em equipamentos de precisão (reômetros) como em dispositivos de baixo custo, tal qual o abatimento de tronco de cone (*slump test*). Como suporte para a análise dessa natureza de escoamento de fluido mais complexo (não-Newtoniano), as simulações numéricas têm se apresentado como ferramenta importante para validação de modelos experimentais. Nessa perspectiva, este artigo explora a confrontação numérico-experimental do ensaio *slump test* de uma lama (água + argila caulinítica) em concentração volumétrica de 30% a partir de resultados do código numérico ANSYS *Fluent* 14.5 e de ensaios experimentais realizados em aparato automatizado. Os resultados apresentados comparam tanto a fase de descida do material (fase transiente) quanto o abatimento propriamente dito (fase permanente). Os resultados demonstram boa concordância entre o modelo numérico e o ensaio experimental em regime permanente, com erro percentual na medida do abatimento da ordem de 2%, e um comportamento similar durante a fase transiente. O modelo numérico utilizado se mostrou, portanto, capaz de simular adequadamente o escoamento de um fluido lamoso em ensaios de *slump test*, podendo ser estendido, se bem validado, a outras concentrações de corridas de lama.

ABSTRACT:

In mudflow, determination of rheological properties of the flowing fluid is fundamental for understanding and predicting its possible harmful effects. There are methods of rheological characterization made both in precision equipment (rheometers) and in low-cost devices, such as the slump test. As support for the analysis of this more complex (non-Newtonian) fluid flow, numerical simulations have been presented as an important tool for the validation of experimental models. In this perspective, this article explores the numerical-experimental comparison of the slump test of a mud (water + kaolinite clay) in a volume concentration of 30% from results of ANSYS Fluent 14.5 numerical code and of experimental tests performed in an automated apparatus. The results compare both the descent phase of the material (transient phase) and the slump itself (permanent phase). The results show good agreement between the numerical model and the experimental test in permanent regime, with a percentage error in the measurement of the slump of 2%, and a similar behavior during the transient phase. The numerical model used was able to adequately simulate the flow of a muddy fluid in slump test, and it could be extended, if validated, to other concentrations of mud flows.

PALAVRAS-CHAVE: corridas de lama; *slump test*; simulação numérica

INTRODUÇÃO

O conhecimento acerca da dinâmica das corridas de lama é fundamental para a melhor compreensão e previsão dos possíveis efeitos danosos deste fenômeno natural presente, por exemplo, após chuvas intensas em encostas e locais com topografia acentuada. Ao atingirem comunidades, principalmente de baixa resiliência, e estruturas civis de baixa manutenção, as corridas de lama carreando volumes significativos, podem se tornar um evento catastrófico com reflexos danosos de ordem humana, social, ambiental e econômica.

Este fenômeno natural tem se tornado recorrente no Brasil, causado pelas variações climáticas globais e por ações antrópicas adversas. Suas consequências podem ser ilustradas pelo desastre da região serrana do Rio de Janeiro (Gonçalo, 2011), de Angra dos Reis (Rebello *et al.*, 2012) e, mais recentemente em 2015, quando da ruptura da barragem de rejeitos de Fundão, afetando o sub-distrito de Bento Rodrigues em Mariana – MG (Morgenstern *et al.*, 2016). Nesta direção, o Grupo de Pesquisa RMVP (Reologia de Materiais Viscosos e Viscoplásticos) tem envidado esforços no estudo de corridas de lama, tanto nas vertentes matemática e numérica quanto na experimental.

Do ponto de vista mecanicista, a hidrodinâmica da corrida é dependente das propriedades reológicas do material, que podem ser modeladas de maneira mais simples ou mais complexas, valendo de plano ressaltar que as ferramentas da hidráulica clássica são inadequadas na representação das características peculiares deste tipo de escoamento de fluido de natureza não-Newtoniana. Desta forma, recorre-se ao uso de modelos reológicos mais complexos, não-lineares e não-Newtonianos, mais representativos das lamas, cujas características reológicas se adequam ao modelo Herschel-Bulkley (Maciel *et al.*, 2009) (Coussot, 1994).

Nessa perspectiva, as avaliações dos escoamentos lamosos, considerando a influência da reologia complexa, fornecem melhores subsídios para o entendimento do fenômeno e tomada de decisões. Frente a isso, a caracterização precisa dos parâmetros reológicos, que compõem o modelo representativo do fluido escoante, se mostra determinante para a boa análise do fenômeno em questão. Tal caracterização requer ferramentas de aferição da reologia do fluido, seja a partir de reômetros, como citado por Wallevik e Wallevik (2011), seja por técnicas simples e empíricas (Boger, 1985) (Pashias, 1996) (Baudez, 2002), destacando-se o ensaio de abatimento de tronco de cone (*slump test*). Os parâmetros reológicos aferidos são uma das condições iniciais para simulações numéricas, que constituem, sobremaneira, ferramenta útil na análise de escoamentos e, por conseguinte, na validação de modelos experimentais.

Dada sua importância, este trabalho visa a confrontação de um modelo numérico, implementado pelo software ANSYS *Fluent 14.5*, com um ensaio experimental de *slump test* de um fluido lamoso, realizado a partir de um aparato experimental automatizado. Ademais, busca-se a validar o modelo numérico através do modelo experimental, seja na fase de descida do material ao longo do tempo – regime transiente, seja em regime permanente (abatimento).

METODOLOGIA

1. Procedimentos Experimentais

A fim de confrontar os resultados obtidos a partir da simulação numérica do *slump test*, foram conduzidos ensaios experimentais de abatimento de tronco de cone (NBR NM 67:1998) com lamas produzidas com concentração volumétrica (C_V) de 30%. O preparo da lama foi feito de forma manual, misturando-se argila caulinítica e água deionizada durante cerca de 10 minutos.

1.1 Caracterização reológica da lama teste

A caracterização reológica da lama foi realizada através do reômetro Brookfield R/S, por meio da imposição de uma tensão cisalhante ao material para se obter sua taxa de deformação. A lama teste

foi avaliada a partir da aplicação crescente de uma tensão de cisalhamento por parte do reômetro até atingir 800 Pa durante 180 segundos. Na obtenção dos resultados de tensão limite de escoamento, definiu-se o modelo reológico de melhor ajuste aos dados e delimitou-se a taxa de deformação $(\dot{\gamma})$ em 150 s^{-1}.

1.2 Descrição do reômetro

O reômetro Brookfield R/S pode ser operado de duas formas, a saber: controlando-se a taxa de deformação e se medindo a tensão de cisalhamento (CSR – *Controlled Shear Rate*) ou controlando-se a tensão de cisalhamento e se medindo a taxa de deformação (CSS – *Controlled Shear Stress*). Nos ensaios realizados de caracterização reológica da lama, discutida neste artigo, foi aplicado o controle de tensão e a geometria Vane palheta (40/20).

1.3 Ajuste do modelo reológico

A Figura 1 apresenta o comportamento reológico da lama teste em concentração volumétrica de 30%. O melhor ajuste reológico obtido foi o modelo Herschel-Bulkley a 3 parâmetros – tensão limite de escoamento (τ_c), índice de consistência (K_n) e índice de escoamento (n), apresentados em termos médios na Tabela 1, conjuntamente com a massa específica. Devido a limitações do equipamento operando em baixas taxas de deformação, os dados obtidos, a partir do reômetro, foram filtrados considerando a faixa de taxa de deformação $1 < \dot{\gamma} < 150\ s^{-1}$.

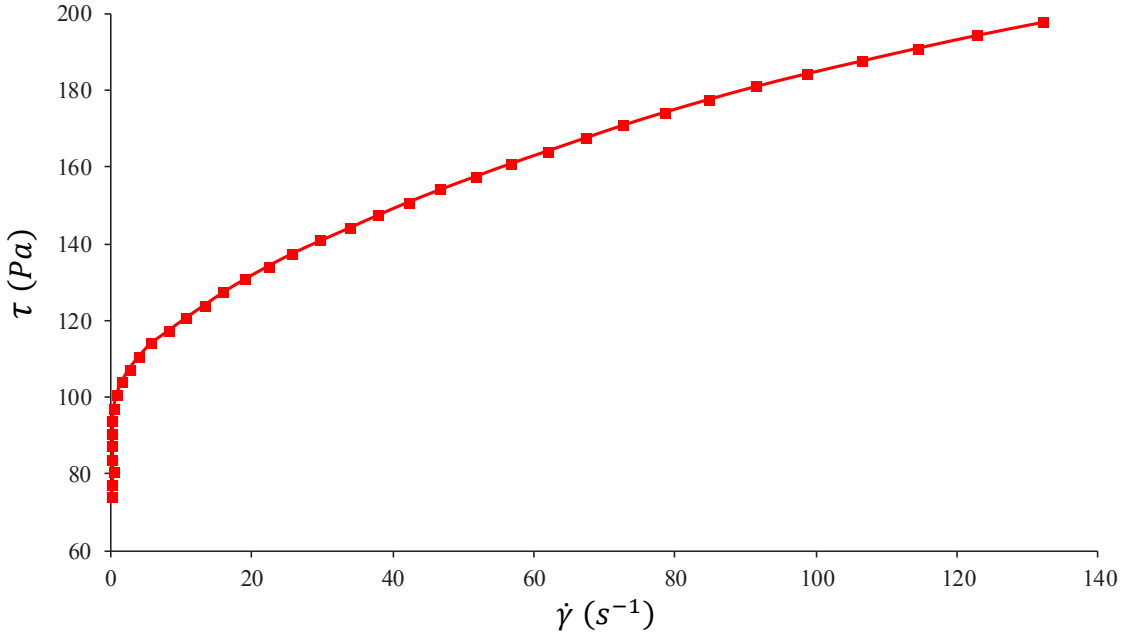


Figura 1.- Curva de fluxo da lama com concentração volumétrica de 30%.

Tabela 1.- Parâmetros reológicos e massa específica da lama em termos médios e desvio padrão.

τ_c $[Pa]$	K_n $[Pa.s^n]$	n [-]	ρ [kg/m³]
96,55 ± 6,77	7,46 ± 2,33	0,55 ± 0,06	1491,20 ± 0,79

1.3.1 Aparato experimental automatizado

As medidas de abatimento foram obtidas a partir do equipamento automatizado de *slump test*, de forma a garantir maior rigor (precisão) na realização do ensaio e obtenção de tais medidas. O equipamento, ilustrado na Figura 2, faz uso de um sistema pneumático de levantamento (a) e de medição por sensor a laser (b) cujas finalidades são, respectivamente, levantar o cone de Abrams (c) de forma controlada e medir o o deslocamento (descida) do material ao longo do tempo, cujas medidas são captadas por um sistema de aquisição (d). Para mais informações do equipamento desenvolvido, ver (Pereira *et al.*, 2016).

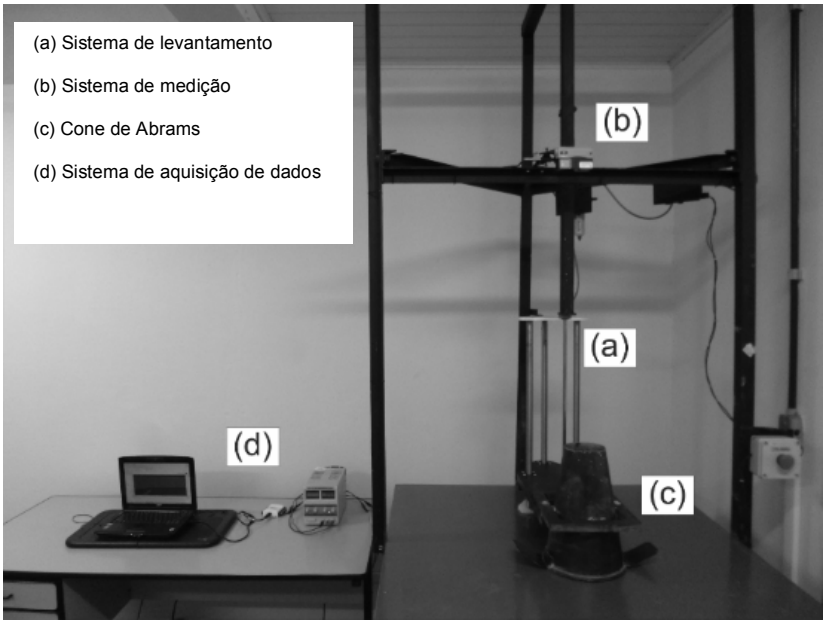


Figura 2.- Configuração final do aparato automatizado de *slump test* desenvolvido.

1.3.2 Ensaios experimentais

Todos os ensaios de caracterização reológica e de *slump* foram realizados no mesmo ambiente e à temperatura controlada de $24 \pm 1\,°C$. Para verificar a repetibilidade dos parâmetros reológicos e a estabilidade da lama com o tempo, dez testes foram repetidos para a concentração de 30%.

1.4 Procedimentos Numéricos

1.4.1 Modelo matemático implementado via *Fluent*

O modelo matemático que representa a dinâmica de um escoamento baseia-se nas equações de conservação da massa e de balanço de quantidade de movimento, conforme equações 1 e 2. A equação 2, também referida como Equação de Cauchy, tem o tensor de tensões representado pelas ações normais e ações cisalhantes, como mostrado na equação 3. Tal modelo matemático está presente no código numérico ANSYS *Fluent* 14.5.

Trabalhando com hipóteses de fluido homogêneo, incompressível ($\rho = cte$), em condições isotérmicas, tem-se o sistema de equações:

$$\vec{\nabla} \cdot \left(\rho \vec{U}\right) = 0 \qquad [1]$$

$$\rho\left(\frac{\partial\vec{U}}{\partial t}+\vec{U}\cdot\vec{\nabla}\vec{U}\right)=\rho\vec{f}+\vec{\nabla}\cdot\bar{\bar{T}} \quad [2]$$

$$\bar{\bar{T}}=-p\bar{\bar{\delta}}+\bar{\bar{\tau}} \quad [3]$$

Sendo: ρ a massa específica do fluido teste, t o tempo, $\vec{U}$ o vetor velocidade, $\vec{f}$ as forças de campo, $\bar{\bar{T}}$ o tensor de tensões, p a pressão, $\bar{\bar{\delta}}$ a matriz identidade e $\bar{\bar{\tau}}$ o tensor viscoso.

Em se tratando de um fluido não-Newtoniano com comportamento reológico Herschel-Bulkley, em condições de regime permanente e cisalhamento simples, a expressão que relaciona tensões e taxas de deformação é dada pela Equação 4.

$$\tau = \tau_c + K_n\dot{\gamma}^n \quad [4]$$

Sendo: τ a tensão de cisalhamento, τ_c a tensão limite de escoamento, K_n o índice de consistência e n o índice de escoamento ($n < 1$).

1.4.2 Modelo Numérico

A simulação numérica do *slump test* foi feita através do software ANSYS *Fluent* 14.5 aplicando o método dos volumes finitos para resolução das equações de conservação. Este estudo trata de um fluido teste do tipo não-Newtoniano, necessitando de uma função contínua para a viscosidade aparente; para tal, o código numérico implementa a função dada pela equação 5 (*Fluent* 14.5 *User's Guide*, 2012):

$$\eta=\begin{cases}\dfrac{\tau_c}{\dot{\gamma}}+K_n\left(\dfrac{\dot{\gamma}}{\dot{\gamma}_c}\right)^{n-1} & ,para\ \dot{\gamma}>\dot{\gamma}_c\\ \tau_c\dfrac{\left(2-\dfrac{\dot{\gamma}}{\dot{\gamma}_c}\right)}{\dot{\gamma}_c}+K_n\left[(2-n)+(n-1)\dfrac{\dot{\gamma}}{\dot{\gamma}_c}\right] & ,para\ \dot{\gamma}<\dot{\gamma}_c\end{cases} \quad [5]$$

Sendo: η a viscosidade aparente, $\dot{\gamma}$ a taxa de deformação e $\dot{\gamma}_c$ a taxa de deformação crítica.

A garantia da continuidade da função da viscosidade aparente no modelo numérico depende fortemente da taxa de deformação crítica, parâmetro este essencial para o sucesso ou insucesso da simulação numérica de fluidos não-Newtonianos com modelo reológico de Herschel-Bulkley. Sob taxas de deformação inferiores ao valor da taxa de deformação crítica, o fluido se comportará como um fluido Newtoniano de alta viscosidade; caso contrário, o fluido se comportará de acordo com o modelo de Herschel-Bulkley. O ajuste deste parâmetro numérico é feito através de testes de sensibilidade, adotando-se um valor de $\dot{\gamma}_c$ baixo o suficiente para simular adequadamente o modelo de Herschel-Bulkley, porém alto o suficiente para que não haja instabilidades numéricas (Gao, 2015).

A presença de uma interface entre o fluido teste e o ar requer um modelo de rastreamento de fronteiras para a captura desta interface no código numérico. Uma das técnicas utilizadas para este fim, pelo software, é a técnica *VoF* (*Volume of Fluid*), considerando um fluido imiscível ao outro. Para cada fase, introduz-se uma nova variável escalar "Fração de Volume" que varia de 0 a 1; o valor 1 caracteriza o fluido teste, o valor 0 caracteriza o ar e qualquer valor entre ambos caracteriza a interface de ambos os fluidos. Portanto, este método não determina a posição exata da superfície

livre entre ambos fluidos, já que um campo de fração de volume (com valores entre 0 e 1) é determinado e a superfície livre está contida neste campo (*Fluent* 14.5 *User's Guide*, 2012).

1.4.3 Simulação numérica do *slump test*

A axissimetria do caso *slump test* possibilita a simulação numérica ser bidimensional (2D), viabilizando resultados com menor custo computacional quando comparado com simulações numéricas tridimensionais. A Figura 3 mostra a projeção do cone de Abrams com suas medidas em centímetros, seu respectivo domínio computacional, subtraído de regiões onde não há escoamento do fluido teste, e as condições de contorno do problema. O domínio foi discretizado espacialmente em 60383 elementos retangulares de dimensões 1mm x 1mm.

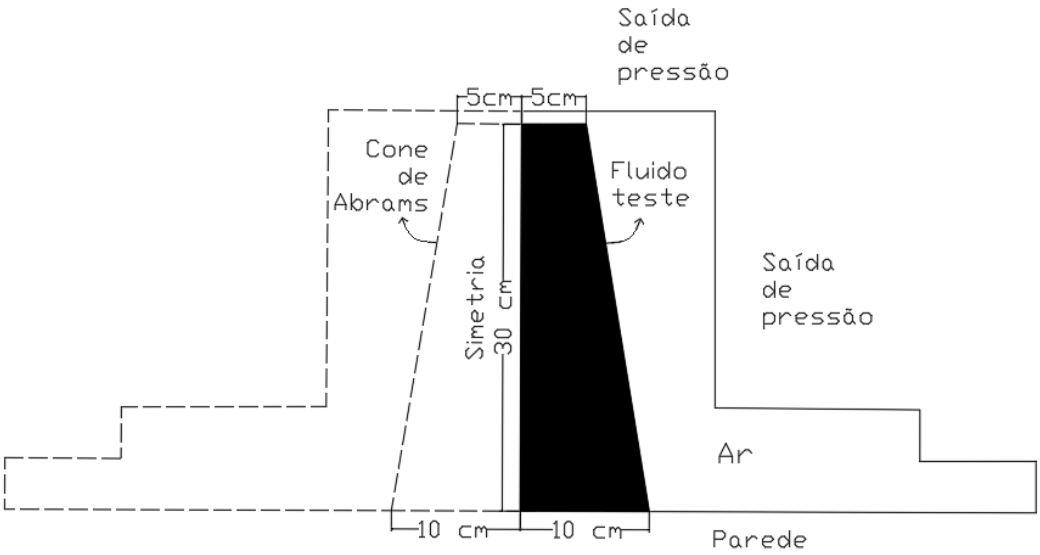


Figura 3.- Geometria e condições de contorno.

A Tabela 2 engloba os regimes considerados e esquemas numéricos utilizados na simulação numérica do *slump test*.

Tabela 2.- Esquemas numéricos, tempo e modelo viscoso.

Modelo Multifásico	*Volume of Fluid (VoF)*
Tempo	*Transient* *First Order Implicit*
Modelo Viscoso	*Laminar*
Acoplamento Pressão/Velocidade	PISO
Pressão	PRESTO!
Quantidade de Movimento	*Second Order Upwind*
Fração de Volume	*Explicit Scheme - Geo-Reconstruct*

Como já elucidado, a técnica de rastreamento de fronteiras foi o *Volume of Fluid* (*VoF*) com o *Geo-Reconstruct* como esquema numérico para resolução da variável Fração de Volume; a escolha do *Geo-Reconstruct* conduz a capturas da fronteira entre as fases mais precisas, porém exige um esquema Explícito (*Explicit Scheme*) e necessita de estabilidade numérica.

O modelo viscoso mais adequado é o laminar, visto que o escoamento não apresenta turbulência pelo fato de não existirem velocidades elevadas durante o experimento e o fluido teste possuir elevada viscosidade.

Pela necessidade de se obter propriedades e medidas ao longo do tempo, a opção *Transient* foi adotada, utilizando rotina implícita de primeira ordem (*First Order Implicit*), e o acoplamento

pressão/velocidade escolhido foi o PISO, que demonstrou melhores resultados durante a fase transiente do escoamento.

A estabilidade da simulação numérica é obtida com a condição CFL (Courant-Friedrichs-Lewy, ou Número de Courant), baixa, sendo recomendação CFL < 0,25 para se garantir a boa estabilidade. A condição CFL pode ser obtida pela equação 6.

$$C = u\frac{\Delta t}{\Delta x} \qquad [6]$$

Sendo: C o Número de Courant, Δt o passo de tempo, Δx o tamanho da malha e u o módulo da velocidade.

O passo de tempo utilizado foi de $5\times10^{-4}s$, garantindo boa estabilidade numérica, e o número de iterações foi de 40 iterações por passo de tempo.

TESTES NUMÉRICOS E COMPARAÇÃO COM RESULTADO EXPERIMENTAL

Os parâmetros reológicos de entrada, bem como a massa específica da lama teste utilizada no software *Fluent* 14.5, são os mesmos descritos na Tabela 1 do item 2.1.3. Nesta simulação numérica, foi necessária a execução de testes de sensibilidade para obtenção do parâmetro taxa de deformação crítica. Verificou-se nos testes de sensibilidade que um valor mais alto deste parâmetro (da ordem de 1 s^{-1}) implica em maiores medidas de abatimento (descida do material) quando em comparação com medidas obtidas experimentalmente; valores muito baixos (da ordem de $1\times10^{-4}\ s^{-1}$) implicavam em uma convergência para determinada medida de abatimento, porém aumentando aumentando o tempo computacional da simulação para atingir o regime permanente. Concluiu-se, enfim, que o valor da taxa de deformação crítica de $5\times10^{-2}\ s^{-1}$ é baixo o suficiente para simular adequadamente um fluido do modelo reológico de Herschel-Bulkley e alto o suficiente para que a simulação não seja dispendiosa computacionalmente.

A Figura 4 ilustra os contornos numéricos nos tempos demarcados, mostrando a evolução da descida do material até atingir o regime permanente. A Figura 5 traz a confrontação numérico-experimental do *slump* ao longo do tempo.

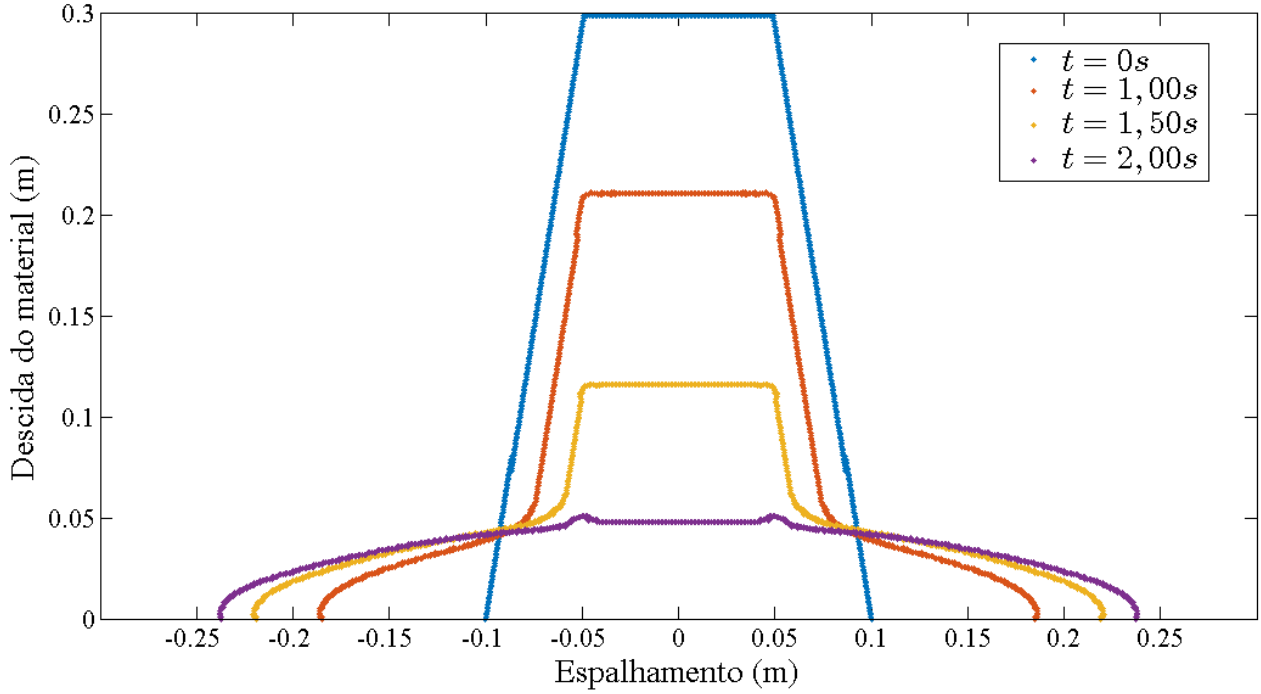


Figura 4.- Contornos numéricos nos respectivos tempos.

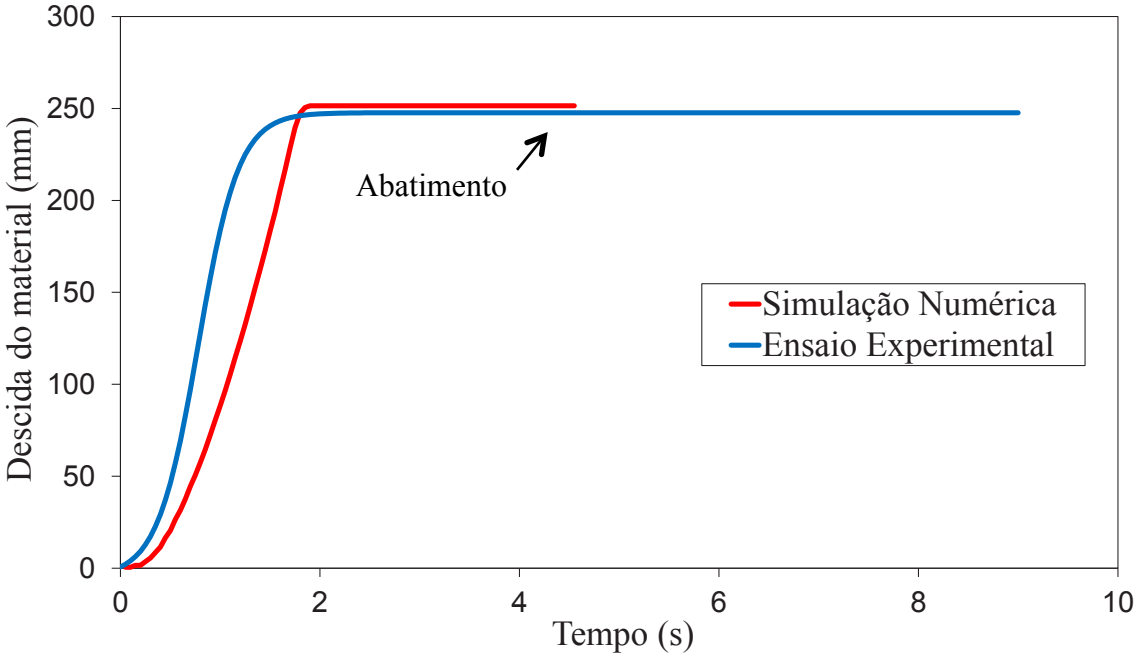


Figura 5.- Confrontação numérico-experimental da descida do material ao longo do tempo.

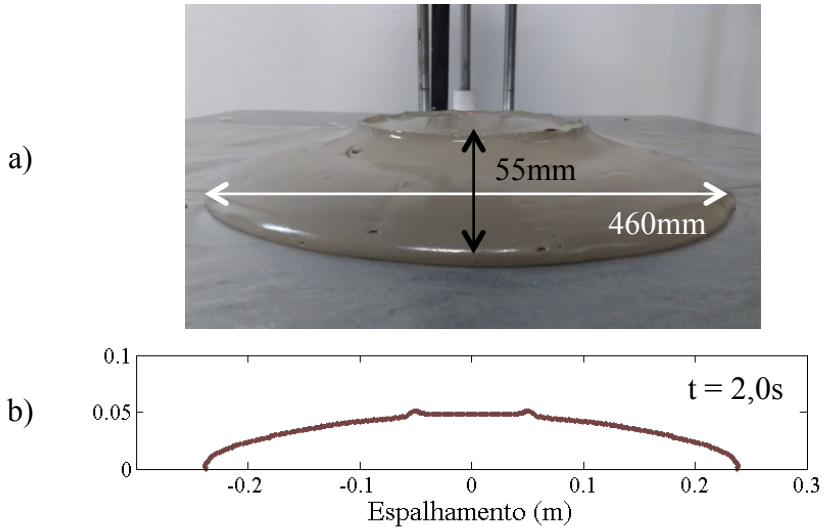


Figura 6.- a) *Slump test* experimental em regime permanente; b) Contorno numérico do *slump*

DISCUSSÕES GERAIS

Analisando a Figura 5, percebe-se um ligeiro afastamento da curva de *slump* antes de se atingir o regime permanente ($t \to \infty$), porém o resultado numérico expõe o mesmo comportamento de descida do material (*slump*). Em regime permanente (patamar horizontal do abatimento), verifica-se uma diferença de aproximadamente 6mm entre o resultado numérico e experimental, o que representa um erro percentual na ordem de 2%.

Os resultados expostos demonstram uma concordância aceitável do modelo numérico, do ponto de vista de engenharia, simulando um fluido de reologia não-Newtoniana do tipo Herschel-Bulkley, quando confrontado com os ensaios experimentais em aparato automatizado. Mesmo que se tenha observado uma excelente previsão do abatimento do material, precisa-se ainda investir em um processo de calibração mais refinado, com vista à melhor previsão da descida do material no regime transiente.

O modelo numérico utilizado se mostrou, portanto, capaz de simular adequadamente o escoamento de um fluido lamoso em ensaios de *slump test*, podendo este ser estendido a outras

concentrações de corridas de lama, quiçá a outros materiais, como o já consagrado uso deste ensaio no universo dos materiais de base cimentícia.

AGRADECIMENTOS

À FAPESP pelo Auxilio Regular à Pesquisa 2015/25518-8.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - Associação Brasileira De Normas Técnicas (1998). "Concreto: Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone - NBR NM 67". Rio de Janeiro.

Baudez, J.C., Chabot, F. and Coussot, P. (2002). "Rheological interpretation of the slump test" *Applied Rheology*, Vol. 12, pp. 133-141.

Boger, D.V and Dzuy, N.Q. (1985). "Direct yield stress measurement with the Vane method" *Journal of Rheology*, Vol. 29, pp. 335-347.

Coussot, P. and Piau, J.M. (1994). "On the behavior of mud suspensions." *Rheologica Acta*, Darmstadt, Vol. 33, n.3, pp. 175-184.

Fluent 14.5. User's Guide. (2012). Lebanon: Fluent Incorporated, 2012. 2546 p.

Gao, J. and Fourie, A. (2015). "Spread is better: An investigation of the mini-slump test". *Minerals Engineering*, Vol. 71, 2015, pp. 120-132.

Maciel, G. F., Santos, H. K. and Ferreira F. O. (2009). "Rheological analysis of water clay compositions in order to investigate mudflows developing in canals". *Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering*, Vol. 31, No. 1, 2009, pp. 64-74.

Pashias, N. *et al.* (1996). "A fifty cent rheometer for yield stress measurement". *Journal of Rheology*, Vol. 40, No. 6, 1996, pp. 1179-1189.

Pereira, J. B., Maciel, G. F. and Barbosa M. P. (2016). "Desenvolvimento e implementação de aparato mecânico para a medida automatizada do slump de concretos". *Anais do 58º Congresso Brasileiro do Concreto*, Belo Horizonte, Brasil.

Wallevik, O. H. and Wallevik, J. E. (2011). "Rheology as a tool in concrete science: The use of rheographs and workability boxes". *Cement and Concrete Research*, Vol. 41, No. 12, 2011, pp. 1279-1288.

IAHR **AIIH**

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

MODELAGEM COMPUTACIONAL DE TRANSIENTES HIDRÁULICOS EM VENTOSAS DE TRÍPLICE FUNÇÃO E NON SLAM CONSIDERANDO AS CURVAS DE ADMISSÃO E EXPULSÃO DE AR COMERCIAIS

João Marcelo Costa Barbosa, José Nilton de Abreu Costa, Bruno Araújo Paiva, Vicente de Castro Sanders Neto e Marco Aurélio Holanda de Castro
Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Centro de Tecnologia,
Universidade Federal do Ceará, Ceará, Brasil.
E-mail: jm_eng.quimico@hotmail.com, brunoaraujoengenheiro@gmail.com, vicentesanders@hotmail.com, marco@ufc.br

RESUMEN:

Este trabalho utiliza a ventosa de tríplice função que atua na admissão e/ou expulsão de ar contido na tubulação. Através do orifício cinético, ela admite ar quando a pressão no interior da tubulação torna-se inferior à atmosférica, e expulsa após o fenômeno da separação de coluna. Na região de admissão de ar, a ventosa com orifício "Non Slam" admite ar através do orifício cinético e o expulsa através do mesmo orifício. Num determinado valor de pressão positiva, o orifício cinético é fechado e abre-se um orifício de menor diâmetro, chamado de orifício de "Non Slam", amortecendo, assim, o choque das colunas líquidas que estavam separadas. Nisso, propõe-se uma metodologia para o cálculo dos coeficientes de admissão e expulsão de ar no regime transiente a partir das curvas disponibilizadas pelos fabricantes. O trabalho visa minimizar a falta de informações experimentais sobre as ventosas com base nas curvas dos fabricantes para a determinação dos coeficientes de admissão e expulsão de ar. Nesse estudo nós comparamos o efeito de se usar um único coeficiente de descarga de ar para entrada e outro único para a saída de ar versus considerar a variação desses coeficientes de descarga à medida que as pressões variam com o software em Java, UFC7.

ABSTRACT:

This issue uses the air valve with triple function that acts on the admission and / or expulsion of air contained in the pipe. Through the kinetic orifice, it admits air when the pressure inside the tubing becomes lower than atmospheric, and expels after the phenomenon of column separation. In the air inlet region, the "Non Slam" air valve accepts air through the kinetic orifice and expels it through the same orifice. At a certain positive pressure value, the kinetic orifice is closed and a smaller diameter orifice, called a "Non Slam" orifice, is opened, thus cushioning the shock of the liquid columns that were spaced apart. In this, a methodology is proposed for the calculation of the coefficients of admission and expulsion of air in the transient flow from the curves made available by the manufacturers. The aim of this work is to minimize the lack of experimental information about air valves based on manufacturers' curves for the determination of air intake and expulsion coefficients. In this study we compared the effect of using a single air discharge coefficient for input and a single one for the air output versus considering the variation of these discharge coefficients as the pressures vary with the software in Java, UFC7.

PALAVRAS CHAVES: Ventosa de Tríplice Função, Orifício Non Slam e Cinético, Transiente Hidráulico.

INTRODUÇÃO

Manter um sistema de adução e distribuição de água e todos seus elementos em perfeito estado é uma tarefa difícil, pois, além de uma eventual ineficiência operacional, alguns projetos negligenciam fatores de extrema relevância. Os sistemas de distribuição de água estão sujeitos a oscilações de pressão e vazão provocadas por falhas de energia, vazamentos, conexões ilegais, demandas variáveis, fechamento de válvulas, entre outros fatores, que por vezes são descartados (Ferreira et al., 2015; Barbosa, 2015).

Desse modo, projetar adutoras/redes que suportem essas oscilações é de fundamental importância para evitar prejuízos econômicos e sociais. Em decorrência das oscilações de pressão e da possível contração e expansão da tubulação durante o golpe de aríete, a tubulação pode sofrer problemas de ruptura, fadiga, quebra de equipamentos, além de causar danos humanos (Sam Ani & Khayatzadeh, 2010; Chaudhry, 2014).

O fenômeno transiente hidráulico, ocorre corriqueiramente, porem ele pode ser amenizado com dispositivos de segurança e para minimizar os efeitos utilizam-se mecanismos atenuadores de pressão, tais como: Válvula de Alívio, Ventosa, Chaminé de Equilíbrio, Tanque de Alimentação Unidimensional (TAU), Válvula Antecipadora de Onda, entre outros (Boulos et al., 2005; Tassinari, 2017).

Atualmente, um dos equipamentos mais utilizados na construção de adutoras como solução para a minimização dos efeitos de cavitação e separação de coluna é a Ventosa de Tríplice Função. porém falta de informações experimentais sobre as ventosas com base nas curvas dos fabricantes para a determinação dos coeficientes de admissão e expulsão de ar dificulta a simulação e modelagem de tais equipamentos, podendo tornar a sua aplicação as vezes desnecessária, subdimensionada ou superdimensionada.

Neste trabalho, propõe-se uma metodologia baseada nos modelos apresentados por Chaudhry (2014) e Wylie e Streeter (1978) para o transiente hidráulico para o cálculo dos coeficientes de admissão e expulsão de ar no regime transiente a partir das curvas disponibilizadas pelos fabricantes de ventosas de tríplice função através dos métodos do coeficiente constante e coeficiente variável.

O trabalho visa minimizar a falta de informações experimentais sobre as ventosas com base nas curvas dos fabricantes para a determinação dos coeficientes de admissão e expulsão de ar. Nesse estudo nós comparamos o efeito de se usar um único coeficiente de descarga de ar para entrada e outro único para a saída de ar versus considerar a variação desses coeficientes de descarga à medida que as pressões variam.

A rotina computacional desenvolvida neste trabalho é de fundamental importância na modelagem das ventosas de tríplice função, pois devido à falta de informações precisas sobre o comportamento dinâmico das ventosas, as curvas dos fabricantes fornecem informações adicionais que podem auxiliar ao projetista no dimensionamento preciso do comportamento do golpe de aríete em tubulações e em sistemas hidráulicos.

A norma brasileira NBR-12215/1992 recomenda o Método das Características (MOC), no desenvolvimento de projetos de sistemas de infraestrutura hidráulica. O MOC transforma as equações diferenciais parciais da quantidade de movimento e continuidade, em equações diferenciais ordinárias.

O Método das Características e As Equações Fundamentais

O método das características aplicado às equações que governam o regime transiente tem como base de cálculo inicial os dados de carga (H) e vazão (Q) obtidos sob regime permanente. Para a contemplação gráfica do método num plano cartesiano x-t (espaço e tempo), o trecho de uma tubulação a ser analisada é dividido em "n" seções (cada seção com seu respectivo Q e H) e

dispersos no eixo x (com Δx predefinido), onde o efeito transiente varia a cada passo de tempo, Δt (Figura 1).

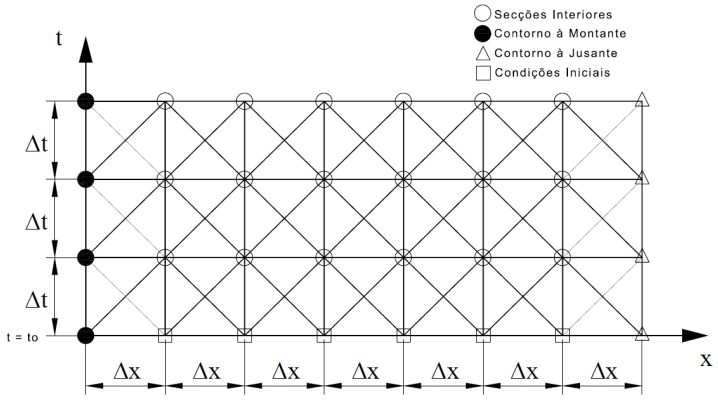


Figura 1. – Malha Característica (Chaudhry, 2014).

A discretização especial e temporal deve obedecer ao critério de estabilidade e convergência, conhecido como Condição ou Número de Courant (CN = a.Δt/Δx), que estabelece uma relação entre Δx e Δt, fixando-se um valor e determinando-se o outro diretamente com o auxílio da celeridade e do CN a ser adotado (valores entre 0,5 e 1,0).

Em adutoras, o efeito do golpe de aríete é definido por duas de equações: as equações de continuidade e do momento para regimes de escoamento transitório. Chaudhry (2014), descreve estas equações parciais abaixo [Equações 1 e 2], que governam o fenômeno:

$$L_1 = \frac{\partial Q}{\partial t} + gA\frac{\partial H}{\partial x} + \frac{fQ|Q|}{2DA} = 0 \quad [1]$$

$$L_2 = \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{a^2}{gA}\cdot\frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad [2]$$

Chaudhry (2014) desenvolve a transformação linear entre as equações [1] e [2] (L = L1 + λ g A L2), o sistema de Equações Diferenciais Parciais é convertido em Equações Diferenciais Ordinárias com a discretização temporal em Diferenças Finitas. O resultado pode ser representado pelas equações [3] até a [10].

Qp e Cp representam a linha característica positiva AP (Figura 2):

$$C^+ : \; Q_P = C_P - C_a H_P \quad [3]$$

$$C_P = Q_A + C_a H_A - R \cdot Q_A|Q_A| \quad [4]$$

$$\frac{dt}{dx} = +\frac{1}{a} \quad [5]$$

Qn e Cn representam a linha característica negativa BP:

$$C^- : \; Q_n = C_n + C_a H_P \quad [6]$$

$$C_n = Q_B - C_a H_B - R \cdot Q_A|Q_A| \quad [7]$$

$$\frac{dt}{dx} = -\frac{1}{a} \quad [8]$$

Onde:

$$C_a = \frac{gA}{a} \qquad [9]$$

$$R = \frac{f \cdot \Delta t}{2DA} \qquad [10]$$

Além disso, g = aceleração gravitacional (m.s-2); a = celeridade (m.s-1); A = área da secção nominal da adutora (m²); f = fator de atrito; Δt = intervalo de tempo computacional (s); D = diâmetro nominal (m); Q = vazão volumétrica (m³.s-1) e H = carga piezométrica (m).

Os subscritos A e B referem-se respectivamente as secções antes e depois de P, num passo de tempo anterior (Figura 2).

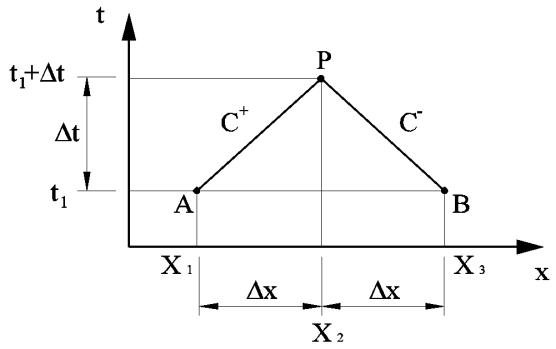


Figura 2. – Malha Característica Conceitual (Chaudhry, 2014).

Nisso, as variações de Q e H num determinado trecho podem ser determinadas a cada passo de tempo, utilizando os dados do passo de tempo anterior até o fim do regime transiente, que é o retorno do regime permanente no sistema.

VENTOSAS DE TRÍPLICE FUNÇÃO E NON SLAM E AS CURVAS DE ADMISSÃO E EXPULSÃO DE AR

As ventosas em especial, são dispositivos hidromecânicos projetados para admitir ou expulsar automaticamente grandes quantidades de ar durante o enchimento, esvaziamento ou operação de um sistema de adução de água (Peroba Júnior, 2007; Rodrigues, 2008).

Têm grande importância na redução da quantidade de ar presente na tubulação. O ar aprisionado, não retirado adequadamente, pode causar sérios danos a tubulações e equipamentos (Rodrigues et al, 2014). Esse é um problema bem comum que pode originar rupturas na tubulação, com importante consequências econômicas (Chaiko et al., 2002).

Lingireddy *et al.* (2004) estimaram a vazão de ar no orifício cinético de uma ventosa através das equações [11] e [12]:

$$\dot{m} = C_{exp} A_{exp} Y \sqrt{2g \frac{\rho}{\rho_o}(P - P_o)} \qquad P < 1{,}89P_o \quad \text{e} \quad P > P_o \qquad [11]$$

$$\dot{m} = C_{exp} A_{exp} Y \sqrt{\left(g \frac{\rho}{\rho_o} P\right)\left[k\left(\frac{2}{k+1}\right)^{\frac{n+1}{n-1}}\right]} \qquad P \geq 1{,}89P_o \qquad [12]$$

A equação (11) representa o modelo para velocidade subsônica e a equação (12), o modelo sônico; g é a aceleração gravitacional e ρ é a massa específica da água. O fator de expansão pode ser expresso pela equação [13]:

$$Y = \sqrt{\frac{n}{n+1}\left(\frac{P_o}{P}\right)^{2/n}\frac{1-\left(\frac{P_o}{P}\right)^{(n+1)/n}}{1-\frac{P_o}{P}}} \quad [13]$$

As equações propostas por Iglesias-Rey et al. (2014) consideram o fluxo incompressível e a densidade de referência é calculada a montante da ventosa:

$$\dot{m} = C_{v,adm}\sqrt{\Delta P.P_o} \quad [14]$$

$$\dot{m} = C_{v,exp}\sqrt{\Delta P.P} \quad [15]$$

onde:
$C_{v,adm}$ = coeficiente característico de admissão de ar da ventosa;
$C_{v,exp}$ = coeficiente característico de expulsão de ar da ventosa;
ΔP = diferença de pressão na ventosa.

De acordo com AWWA (2001), as ventosas podem ser divididas em três tipos:

a) Ventosa de pequeno orifício (*Air-release Valves*);
b) Ventosa de grande orifício (*Air Vacuum Valves*);
c) Ventosa de tríplice função.

A ventosa de tríplice função atua na admissão e/ou expulsão de ar contido na tubulação oriundos de ar diluído na água ou por cavitação (Iglesias-Rey et al., 2016), protegendo tubulação e equipamentos contra os efeitos decorrentes do acúmulo de ar e golpe de aríete. Através do orifício cinético, ela admite grande quantidade de ar quando a pressão no interior da tubulação torna-se inferior à atmosférica, e expulsa ar após a separação da coluna a uma pressão superior à atmosférica.

A metodologia deste trabalho é baseado nos modelos apresentados por Chaudhry (2014) e Wylie e Streeter (1993) para o transiente hidráulico, com base nas curvas disponibilizadas pelos fabricantes de ventosas de tríplice função através das metodologias do coeficiente constante e variável.

As diferenças entre os modelos para o cálculo da ventosa podem ser visualizados na Tabela 1, e o seu desenvolvimento completo na tese de Barbosa (2014):

Tabela 1. - Diferenças entre os Modelos de Wylie e Chaudhry (Autor).

	Wylie	Chaudhry	Chaudhry Gases Reais
Equação PVT	$PV = nRT$	$PV = nRT$	$\left[P + a'\left(\frac{m}{V}\right)^2\right](V - mb') = mR'T$
Equação da Massa de Ar	$m_o + 0{,}5\Delta t(\dot{m}_o + \dot{m})$	$m_o + \dot{m}\Delta t$	$m_o + \dot{m}\Delta t$
Solução Numérica	Aproximação Parabólica	Bissecção	Bissecção

Neste trabalho, nos modelos baseados em Chaudhry, utilizou-se o método da bisseção para encontrar as raízes da equação não linear, e a aproximação parabólica para resolução numérica do modelo de Wylie.

Na região de admissão de ar, a ventosa com orifício "Non Slam" admite grande volume de ar através do orifício cinético, e inicia a expulsão de ar, através do mesmo orifício. A partir de um determinado valor de pressão positiva, o orifício cinético é fechado e abre-se um orifício de menor diâmetro, chamado de orifício de "Non Slam", amortecendo, assim, o choque das colunas líquidas que estavam separadas.

Na metodologia do coeficiente constante, calcula-se a média do coeficiente a partir das curvas fornecidas pelos fabricantes, que pode ser calculado a partir de:

$$SC_{adm1} = \sum_{i=1}^{n_1} \frac{\dot{m}_{f_i}}{A_{adm}\sqrt{7P_o\rho_o\left[\left(\frac{P_o}{P}\right)^{1.4286} - \left(\frac{P_o}{P}\right)^{1.714}\right]}} \qquad 0{,}528P_0 < P < P_o \qquad [16]$$

$$SC_{adm2} = \sum_{i=1}^{n_2} \frac{\dot{m}_{f_i}}{A_{adm}\frac{0.686}{\sqrt{RT_o}}P_0} \qquad P \leq 0{,}528P_0 \qquad [17]$$

$$\bar{C}_{adm} = \frac{SC_{adm1} + SC_{adm2}}{n_1 + n_2} \qquad [18]$$

Onde:
$\bar{C}_{adm}$ = coeficiente médio para admissão de ar;
$\dot{m}_{f_i}$ = vazão mássica disponibilizada pela curva do fabricante;
n_1 = número de pontos entre o intervalo 0,528.Po < P < Po;
n_2 = número de pontos entre o intervalo P ≤ 0,528.Po;
SC_{adm1} = somatório do coeficiente de admissão para n_1 pontos;
SC_{adm2} = somatório do coeficiente de admissão para n_2 pontos.

O coeficiente médio para a expulsão de ar pode ser calculado a partir de:

$$SC_{exp3} = \sum_{i=1}^{n_1} \frac{\dot{m}_{f_i}}{A_{exp}P_i\sqrt{\frac{7}{RT}\left[\left(\frac{P_o}{P_i}\right)^{1.4286} - \left(\frac{P_o}{P_i}\right)^{1.714}\right]}} \qquad P_0 < P < P_o/0{,}528 \qquad [19]$$

$$SC_{exp4} = \sum_{i=1}^{n_2} \frac{\dot{m}_{f_i}}{A_{adm}\frac{0.686}{\sqrt{RT_o}}P_0} \qquad P > P_0/0{,}528 \qquad [20]$$

$$\bar{C}_{exp} = \frac{SC_{exp3} + SC_{exp4}}{n_3 + n_4} \qquad [21]$$

Onde:
$\bar{C}_{exp}$ = coeficiente médio para expulsão de ar;
n_3 = número de pontos entre o intervalo Po < P < Po/0,528;
n_4 = número de pontos entre o intervalo P > Po/0,528;

SC_{exp3} = somatório do coeficiente de expulsão para n_3 pontos;
SC_{exp4} = somatório do coeficiente de expulsão para n_4 pontos.

Na metodologia do coeficiente variável, o coeficiente pode variar ao longo do transiente, dependendo das características das ventosas e curva disponibilizada pelo fabricante. Neste modelo utilizam-se as curvas dos fabricantes, a área para admissão e expulsão de ar e as equações supracitadas para o cálculo do coeficiente de admissão e expulsão de ar. O método pode ser descrito em alguns passos:

1. Armazenam-se os valores de vazão e diferencial de pressão;
2. Transformam-se os valores de vazão e pressão para o sistema SI;
3. Calcula-se a média, tal como realizada no procedimento para coeficiente de descarga constante;
4. Para cada passo de tempo computacional no qual a ventosa está operando, inicia-se o processo iterativo tendo como o valor inicial a média dos coeficientes;
5. Esse processo continua até que o coeficiente de descarga calculado atual e anterior atendam ao critério de convergência e parada;
6. Por fim, calcula-se a pressão e a vazão para o coeficiente de admissão ou expulsão adotados.

As diferenças entre as duas metodologias (coeficiente constante e variável) podem ser significativas quando o coeficiente de descarga varia de forma ampla, principalmente na região com pressões próximas à atmosférica. Assim, recomenda-se a abordagem variável para os cálculos das vazões de admissão e expulsão de ar.

MODELAGEM COMPUTACIONAL DE TRANSIENTES HIDRÁULICOS COM VENTOSAS COMERCIAIS

Para a modelagem computacional do problema proposto, o utilizou-se o programa UFC7, escrito em Java, que implementa o transiente hidráulico com as condições de contorno de todos os equipamentos que compõem o sistema, como por exemplo: bombas, tubulações, reservatório e, inclusive diversos modelos e diâmetros comerciais de ventosas devidamente catalogadas no banco de dados do programa.

Através do UFC7, comparou-se as curvas de admissão e expulsão de ar das ventosas de dois fabricantes fornecidas em seus catálogos com três modelos matemáticos distintos dos transientes de ventosas (Wylie & Streeter, Chaudhry e Gás Real). Utilizou-se ventosas com dispositivo "Non Slam" de DN 50 mm (2”), 75 mm (3”), 100 mm (4”) e 150 mm (6”) (Figura 3).

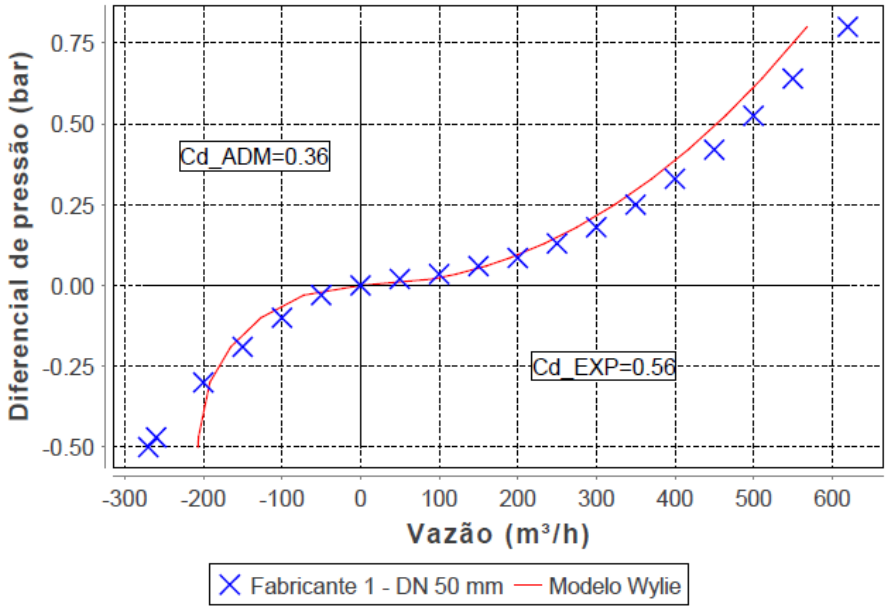


Figura 3. – Exemplo da comparação entre a Curva do Fabricante 1 com Ventosa de DN=50 mm e o Modelo de Wylie e Streeter (1993) (Autor).

Tais comparações foram realizadas utilizando dados obtidos dos trabalhos de Bergant et al. (2012) para a comparação dos dados dos fabricantes com os modelos matemáticos propostos, utilizando também a metodologia do coeficiente constante e variável para cada exemplo testado.

O problema proposto por Bergant et al. (2012) foi inserido no programa para uma análise do transiente hidráulico no sistema de bombeamento. Executou-se o cálculo com intervalo de tempo computacional (Δt = 0,00017 s), discretização espacial (Δx = 0,221 m) e tempo da simulação de 10 segundos (Figura 4).

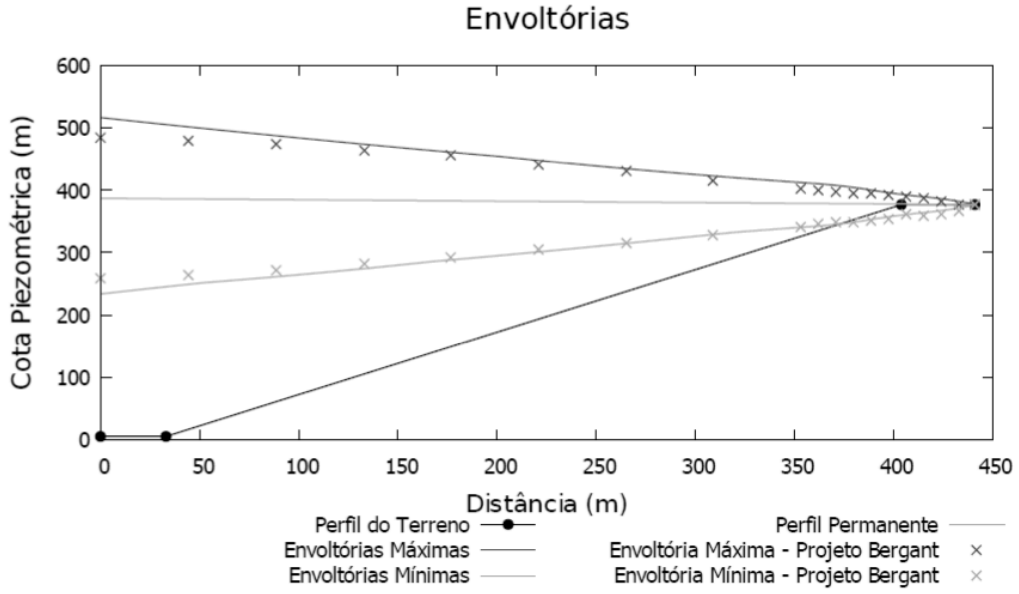


Figura 4. – Envoltórias - Comparação UFC7 e Projeto Bergant (Autor).

Observou-se que a adutora apresenta uma região com subpressão (pressão relativa negativa). Assim, localizou-se o nó que apresenta subpressão e então foram realizados testes com a ventosa localizada a 404.1 metros da bomba com válvula de retenção. Na Figura 5 os dados da entrada da ventosa inseridos realizando-se simulações com coeficiente constante e variável. A diferença entre os dois métodos é apresentada na Tabela 2.

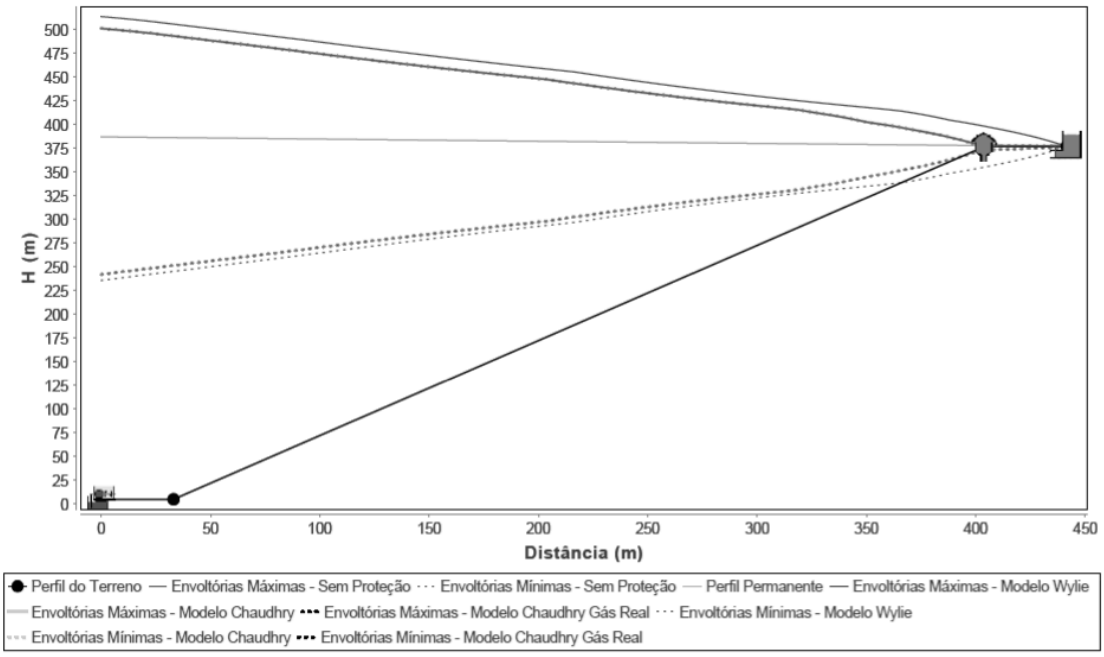


Figura 5. - Envoltórias Máximas e Mínimas - Comparação entre Coeficiente Constante e Variável (Autor).

No gráfico da Figura 7, observa-se que o primeiro pico de subpressão da curva para coeficiente de admissão (0.34) aproxima-se da curva para coeficiente variável (com diferença menor do que de 0.1 mca). Essa proximidade ocorre pois adotou-se o valor da média do coeficiente variável para a simulação no intervalo de tempo (0.8 até 1.5 segundos). No mesmo gráfico, observa-se que maiores coeficientes de admissão de ar resultam em melhor redução na subpressão (Tabela 2).

Tabela 2. - Diferenças entre os Modelos de Wylie e Chaudhry (Autor).

Coeficiente de Admissão	Pico de Pressão Mínima (mca)	Diferença Absoluta de Pressão Mínima em Relação à Metodologia Variável (mca)
0,23	-1,23	0,60
0,28	-0,93	0,31
0,34	-0,68	0,06
Variável	-0,63	0,00

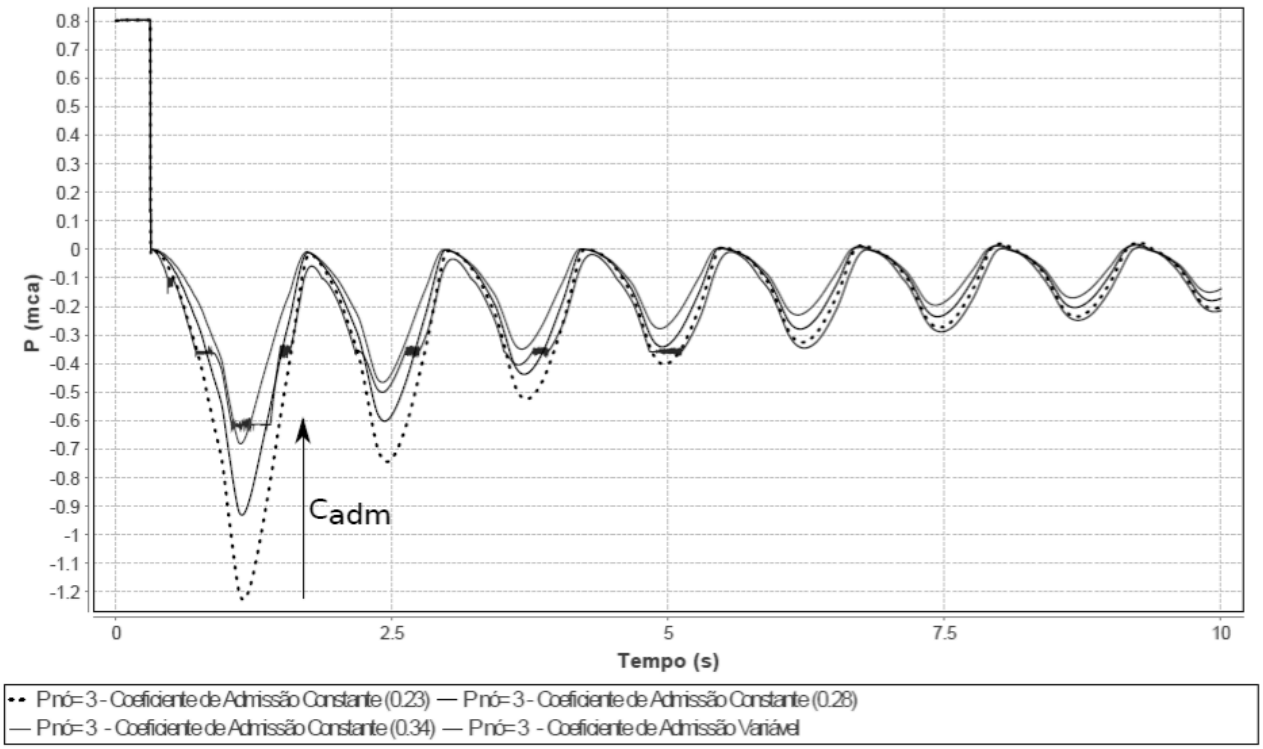


Figura 6. - Comparação UFC7 e Projeto Bergant Pressões - Comparação entre Diversos Coeficientes de Admissão Constante e Variável (Autor).

CONCLUSÃO

Com isso, concluiu-se que as diferenças entre os modelos de Wylie e Streeter (1993, *apud* Iglesias-Rey et al., 2016) e os baseados em Chaudhry (2014) não são significativas. O modelo para gases reais baseados na equação de Van der Waals apresenta praticamente o mesmo comportamento que os outros dois modelos.

Também, verificou-se que o uso do dispositivo "Non Slam" reduz os problemas gerados pela sobrepressão, pois, expulsam ar de forma suave, minimizando os efeitos decorrentes da junção das colunas líquidas, reduzindo os picos de sobrepressão em relação às ventosas do tipo cinética. Um coeficiente de admissão de ar maior pode gerar melhor proteção contra os efeitos decorrentes da subpressão. No entanto, caso o ar não seja retirado da tubulação, pode ocorrer a formação de picos de pressão superiores ao caso sem dispositivo de proteção.

REFERÊNCIAS

Barbosa, J. M. C. (2015). Tese. *Modelagem computacional de transientes hidráulicos em ventosas de tríplice função e non slam considerando as curvas de admissão e expulsão de ar.* Fortaleza, Ceará, Brasil, pp.118.

Bergant, A.; Kruisbrink, A.; Arregui, F. (2012). Dynamic Behaviour of Air Valves in a Large-Scale Pipeline Apparatus. Journal of Mechanical Engineering, v. 58, n. 4, p. 225–237.

Bergant, A.; Simpson, A. R.; Sijamhodzic, E. (2012). Water Hammer Analysis of Pumping Systems for Control of Water in Underground Mines.

Bergant, A.; Simpson, A. R.; Tijsseling, A. (2006). Water hammer with column separation: A historical review. Journal of Fluids and Structures, v. 22, n. 2, p. 135–171.

Boulos, F. P.; Karney, B. W.; Wood, D. J.; Lingireddy, S. (2005). *Hydraulic Transient Guidelines for Protecting Water Distribution Systems*. AWWA, Vol. 97, No. 5, pp. 111-124.

Chaiko, M. A. et al. (2002). *Models for analysis of water hammer in piping with entrapped air*. Journal of Fluids Engineering, Vol. 124, No. 1, pp. 194–204.

Chaudhry, M. H. (2014). *Applied Hydraulic Transients* (Third Edit). Columbia, South Carolina, USA: Springer.

Ferreira, F. E. F. R.; Barbosa, J. M. C.; de Castro, M. A. H. (2015). *Modelagem computacional do golpe de aríete em condutos plásticos.* Revista DAE, Vol. 64, pp. 20-31.

Iglesias-Rey, P. L.; Fuertes-Miquel, V. S.; García-Mares, F. J.; Martinez-Solano, F. J. (2016*). Caracterización de válvulas de admisión y expulsión de aire comerciales.* Tecnologia y Ciencias del Agua. Vol. 7, No. 1, pp. 57-69.

Peroba Júnior, F. (2007). Dissertação, *Modelagem computacional de ventosas de duplo efeito como mecanismo de alívio do golpe de aríete*. Fortaleza, Ceará, Brasil, pp.152.

Rodrigues, M. V. S. (2008). Dissertação, *Modelagem computacional de ventosas automáticas de duplo efeito com abertura e fechamento não instantâneos como mecanismo de alívio do golpe de aríete*. Fortaleza, Ceará, Brasil, pp.167.

Rodrigues, M. V. S.; de Castro, M. A. H.; de Aquino, M. D. (2014). *Modelagem computacional de ventosas automáticas de duplo efeito com abertura e fechamento não instantâneos.* Revista DAE, No. 194, pp. 70-85.

Sam Ani, H. M. V.; Khayatzadeh, A. (2010). *Transient flow in pipe networks.* Journal of Hydraulic Research, Vol. 40, No. 5, pp. 637-644.

Tam, N. D. (2009). Tese, *Fluid Transients in Complex Systems with Air Entrainment*. 161 p.

Tassinari, L. C. S. (2017). Dissertação, *Transientes hidráulicos em sistemas de bombeamento: influência do material do conduto e dispositivo de proteção*. Porto Alegre, Rio Grande do Sul, Brasil, pp.167.

Wylie, E. B.; Streeter, V. L. (1993). *Fluid Transients in Systems*. São Paulo: McGraw-Hill, 206 p.

IAHR **AIIH**

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

NOVA RELAÇÃO ENTRE OS COEFICIENTES DE MANNING E DE RUGOSIDADE KS PARA USO NA EQUAÇÃO AC-W PARA ESCOAMENTO UNIFORME EM CANAIS

Tarciso Cabral da Silva, Ícaro de França Albuquerque
Universidade Federal da Paraíba, Centro de Tecnologia, Brasil
tarcisocabral@gmail.com icarodafranca@hotmail.com

RESUMO: Este trabalho trata da obtenção de uma relação entre os coeficientes de rugosidade n da equação de Manning, e ks de Colebrook-White (CW) para uso em uma equação denominada AC-W, para escoamento uniforme em canais. A equação AC-W foi adaptada da CW que, por sua vez, é apropriada para escoamento pressurizado em tubos. A expressão AC-W tem produzido resultados melhores do que os da equação de Manning para dados experimentais de escoamento uniforme porque conta com um termo de correção para contemplar os efeitos de forma da seção do canal aberto. A questão principal para o uso da expressão AC-W é a determinação da rugosidade ks que não conta com metodologia ainda consolidada. Assim, é relatado como tem sido obtida a relação entre o coeficiente de Manning n e o da rugosidade ks para uso em AC-W, com base em dados experimentais de escoamento uniforme em canais triangulares e circulares lisos e rugosos. Ficou demonstrada ainda a superioridade da equação AC-W frente à de Manning no cálculo da vazão nos canais estudados.

ABSTRACT: This work deals with obtaining a relationship between the roughness coefficients n of Manning's equation and Colebrook-White's ks (CW) to be used in an equation called AC-W for uniform flow in channels. The AC-W equation was adapted from the CW which, in turn, is suitable for pressurized flow in pipes. The expression AC-W has been producing better results than the Manning equation for uniform flow experimental data because it has a correction term to contemplate the shape effects of the open channel section. The main question for the use of the AC-W expression is the determination of the roughness ks that does not have methodology consolidated yet. Thus, it is reported how the relationship between the Manning coefficient n and the roughness ks for use in the AC-W equation has been obtained, based on experimental data of uniform flow in triangular and circular smooth and rough channels. It was also demonstrated the superiority of the AC-W equation compared to Manning's in the calculation of the flow in the studied channels.

PALAVRAS CHAVE: resistência ao escoamento; regime uniforme; canais lisos e rugosos

INTRODUÇÃO

A expressão de Colebrook-White (CW), destinada ao cálculo do escoamento permanente de água em tubos pressurizados, tem tido bastante sucesso nas aplicações práticas desde a sua sintetização em meados do século XX. No entanto, não produz resultados tidos como satisfatórios para aplicações no escoamento uniforme em canais.

No escoamento em canais, as correntes de circulação e a presença da superfície livre são os fatores, ditos de forma, atribuídos à deficiência de formulações, como a CW, para os cálculos da vazão do escoamento uniforme em canais. No caso do escoamento pressurizado em tubos circulares, devido à simetria da seção transversal, não ocorrem esses fatores que provocam as correntes de circulação, e em consequência, não há perdas de carga adicionais.

Lima (2013), com base na expressão para a correção dos efeitos de forma que influem no fator de atrito do escoamento em canais, descrita na equação de Kazemipour (Kazemipour & Apelt, 1979), e na equação universal de perdas de carga, além da expressão CW, combinou essas expressões para gerar a equação denominada AC-W (equação **A**daptada de **C**olebrook-**W**hite), destinada ao cálculo do escoamento uniforme em canais hidraulicamente lisos e rugosos.

A questão principal que se apresenta para uso de AC-W é a determinação do parâmetro de rugosidade ks que não é disponível facilmente na literatura como o coeficiente n de Manning. Por conseguinte, a maneira de contornar essa dificuldade foi procurar a melhor relação entre o ks e o coeficiente de Manning, uma vez que para este último não são raras as tabelas publicadas com valores para diversos materiais e imagens de trechos de rios com n conhecidos, permitindo estimativas que são usadas para esse parâmetro.

Essa questão não deve ser considerada como recente, uma vez que ainda na segunda década do século XX, Albert Strickler já havia trabalhado com medições em rios da Suíça para conseguir obter uma relação entre n e ks, tendo divulgado uma expressão que também é abordada nesse trabalho. A relação entre n e ks devido a Strickler (1923), no entanto, não foi adequadamente explorada, pois não se contava, na época, com formulações como a CW para sua adequada consideração em usos práticos.

A respeito das equações para escoamento uniforme em canais, Fenton (2016) aponta uma série de inadequações acerca de expressões adaptadas da equação de Chézy, que teve seu desenvolvimento com característica empírica, com decorrência na dimensionalidade dessas expressões ou ausência de significado físico de seus parâmetros, entre outras. Por outro lado, as equações CW e AC-W foram originadas da teoria da turbulência, com forte desenvolvimento analítico com base na Mecânica dos Fluidos, pelo que já se esperava melhor desempenho.

De fato, a equação AC-W, tem gerado melhores resultados do que os obtidos com a conhecida equação de Manning (Cabral da Silva; Lima; Figueiredo, 2015) para o cálculo da vazão, com vantagens adicionais como, por exemplo, a consideração da influência da viscosidade da água.

O desenvolvimento da equação AC-W foi possibilitado pela forma não tradicional de escrita da equação CW por Featherstone e Nalluri (1988), na qual não comparece explicitamente o coeficiente de atrito f que foi devidamente substituído pela declividade da linha de energia, ou declividade do fundo do canal ou da superfície livre para o regime uniforme, como pode ser visto no item seguinte.

O desenvolvimento da equação AC-W é descrito de maneira resumida neste trabalho, bem como o processo de obtenção da relação entre o coeficiente de Manning n e o parâmetro da rugosidade ks. A relação é baseada nas aplicações das equações AC-W e de Manning a dados experimentais do escoamento uniforme em canais triangulares e circulares hidraulicamente lisos e rugosos, em regimes subcrítico e supercrítico.

Também foram feitas comparação entre a relação entre n e ks obtida e a fórmula de Strickler (1923) de mesma finalidade.

METODOLOGIA

A equação AC-W foi sintetizada a partir da combinação das expressões para a vazão devido a Colebrook-White para condutos pressurizados, segundo o formato escrito por Featherstone e Nalluri (1988), na expressão de Darcy-Weisbach ou equação universal de perdas de carga, e a de Kazemipour e Apelt (1979) para o fator de atrito de escoamento em canais em regime uniforme.

Em seguida, com base em dados experimentais de canais triangulares lisos e rugosos, é descrito o procedimento para obtenção da relação entre ks e n de Manning visando o uso na equação AC-W.

A busca pelos valores otimizados de n e ks para representação da resistência ao escoamento segundo a equação de Manning ou AC-W, se baseia em um indicador de desempenho de ajuste da equação aos dados experimentais. Assim, o erro relativo absoluto médio (MARE) é aplicado para o cálculo das vazões pelas equações de Manning e AC-W, tendo sido eleito o valor do coeficiente de resistência que produzia o menor MARE.

A relação entre n e ks obtida dos valores resultantes do menor MARE é confrontada com a equação de Strickler, visando à identificação da melhor relação para uso na equação AC-W.

As equações utilizadas

Tomando como base as equações de Darcy & Weisbach, Equação [1], e a de Colebrook & White, Equação [2], é possível obter a equação conjunta, Equação [3], para escoamento de água em condutos pressurizados (Featherstone & Nalluri, 1988).

$$h_f = f\frac{L}{D}\frac{V^2}{2g} \qquad [1]$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2\log\left(\frac{k_S}{3{,}7D} + \frac{2{,}51}{\mathrm{Re}\sqrt{f}}\right) \qquad [2]$$

$$V = -2\sqrt{2gDS_f}\log\left(\frac{k_S}{3{,}7D} + \frac{2{,}51\nu}{D\sqrt{2gDS_f}}\right) \qquad [3]$$

Onde: L e D são o comprimento e o diâmetro do conduto, respectivamente; f é o fator de atrito, k_s representa a rugosidade absoluta do material do conduto; Re é o número de Reynolds (Re = VD/ν); V é a velocidade média do escoamento; ν a viscosidade cinemática do fluido; e S_f a perda de carga, h_f, por unidade de comprimento ($S_f = h_f/L$), ou perda de carga unitária e g a aceleração da gravidade.

Cabral da Silva e Abreu (2013) demonstraram que a relação entre a velocidade média no escoamento uniforme no canal V_c e velocidade média V em um tubo equivalente pode ser escrita como:

$$V_c = \frac{1}{\sqrt{\psi}}V \qquad [4]$$

Substituindo a equação [4] na equação [3], além do diâmetro D pelo diâmetro equivalente Dequiv = $4R_H$ e S_f por S_o, obteve-se a Equação [5]:

$$V_C = \frac{1}{\sqrt{\psi}}\left\{-\sqrt{32gR_HS_0}\log\left(\frac{k_S}{14{,}8R_H} + \frac{1{,}255\nu}{R_H\sqrt{32gR_HS_0}}\right)\right\} \qquad [5]$$

Onde: R_H é o raio hidráulico (R_H = A/P); ψ é o parâmetro de forma ($\psi = f_c/f$), e A, P, f_c e f são a área molhada, o perímetro molhado, o fator de atrito para canais e o fator de atrito para tubos pressurizados, respectivamente, e S_0 é a declividade longitudinal do fundo do canal.

O parâmetro de forma ψ é a base do método de Kazemipour (1979), para cálculo da vazão no escoamento uniforme de canais, já utilizado por outros autores como Cheng et al., (2011).

Introduzindo a área da seção transversal do escoamento no canal (A) na Equação [5] obtém-se a expressão AC-W para o cálculo da vazão volumétrica Q_c, nas condições de escoamento uniforme em canais no formato da Equação [6].

$$Q_C = \frac{A}{\sqrt{\psi}} \left\{ -\sqrt{32 g R_H S_0} \log\left(\frac{k_S}{14{,}8 R_H} + \frac{1{,}255\nu}{R_H \sqrt{32 g R_H S_0}} \right) \right\} \quad [6]$$

Por outro lado, a equação de Chezy com coeficiente de Manning foi utilizada no formato da equação [7]:

$$Q_C = \frac{A}{n} RH^{\frac{2}{3}} S0^{\frac{1}{2}} \quad [7]$$

Onde: n é o coeficiente de rugosidade de Manning; S é a declividade longitudinal do fundo do canal e da linha d´água; R_H é o raio hidráulico.

Para alcançar os melhores resultados a partir da aplicação das equações [6] e [7], as calibrações dos valores de ks e n foram feitas a partir das rugosidades dos canais triangulares e circulares lisos e rugosos. Foram realizados cálculos de modo que os parâmetros de rugosidade escolhidos fossem aqueles que produzissem o menor erro absoluto relativo médio (MARE), calculado através da aplicação da Equação (8).

$$MARE = \frac{1}{m} \Sigma_{i=1}^{m} \frac{\left| \left(Q_{cal\,i} - Q_{obs\,i} \right) \right|}{Q_{obs\,i}} \quad (8)$$

Onde: Q_{calc} é a vazão calculada usando a equação referente (6) ou (7), Q_{obs} é a vazão observada correspondente, *i* é o numero da realização e *m* é o número delas

Os dados utilizados

Para a verificação do desempenho das equações AC-W e de Manning, foram utilizados dados experimentais de canais circulares lisos e rugosos em regime uniforme. Estes foram extraídos da dissertação de Steven F. Mangin (Mangin, 2010). O autor utilizou dados experimentais de diversos pesquisadores, abrangendo quatro tipos de material: concreto, cerâmica, PVC e cimento amianto. Os experimentos realizados pelos pesquisadores, tabulados no trabalho de Mangin (2010), abrangeram várias faixas de rugosidade, vazões, diâmetros e declividades, segundo esquematizado na (Figura 1).

Também foram utilizados os dados oriundos da pesquisa efetuada por Kazemipour & Apelt (1980), referentes a canais circulares hidraulicamente lisos de cimento amianto.

Para os canais triangulares, foram utilizados os dados obtidos por Pimenta (1966), com ângulo lateral de 45º (Figura 1).

Os dados utilizados nas avaliações abrangeram escoamento uniforme, hidraulicamente lisos e rugosos em regimes subcrítico e supercrítico.

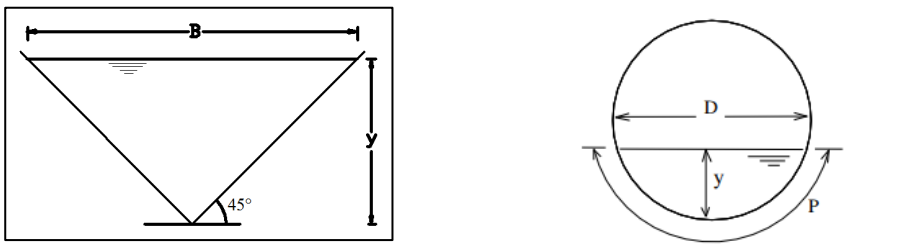


Figura 1.- Esquemas das seções dos canais (a) triangulares e (b) circulares utilizados.

RESULTADOS E ANÁLISE

As calibrações feitas para a obtenção dos melhores valores de ks e n são ilustrados com os com os dados de Pimenta (1966), com uso da equação [6] para o cálculo do escoamento em canais triangulares hidraulicamente rugosos. São comparados com os advindos da Equação [7], e mostrados nas figura seguintes. O valor do fator de forma ψ utilizado foi considerado com constante e igual a 1,16, equivalente ao valor médio dos dados obtidos por Cabral da Silva et al., (2013) apoiado em dados experimentas de canais triangulares lisos.

Os valores utilizados nas equações (6) e (7) foram obtidos por meio de calibração dos coeficientes ks e n, conforme a seguinte descrição: foram realizados cálculos interativos de modo que os parâmetros de rugosidade escolhidos fossem aqueles que produzissem o menor erro absoluto relativo médio (MARE), calculado através da Equação (8). Exemplos dos valores sucessivos atribuídos aos parâmetros para ks e n estão mostrados nas Figuras 2 e 3, bem como os valores otimizados.

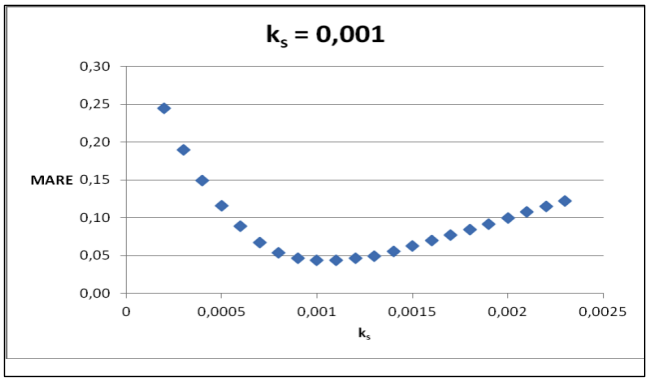


Figura 2.- Valores do MARE x k_s (m) para – canais triangulares.

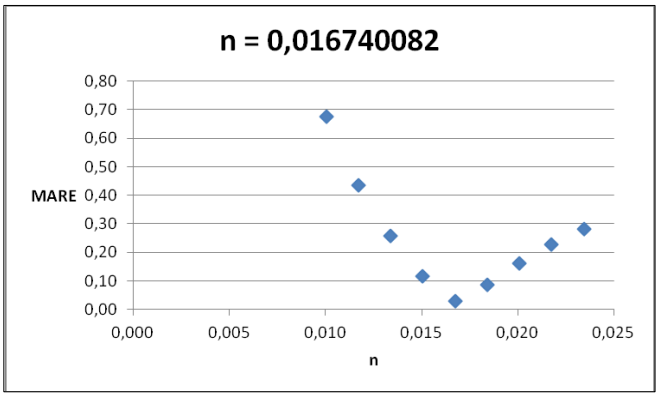


Figura 3.- Valores do MARE x n (Manning) para canais triangulares.

Para os canais circulares, o procedimento de obtenção dos melhores valores para uso das equações [6] e [7] foi similar ao dos canais triangulares. As figuras seguintes ilustram o

procedimento de calibração para a obtenção dos parâmetros de rugosidade ks e n para canal de cerâmica.

Na Figura 4 é apresentado o gráfico para calibração das vazões calculadas para a equação [7] de Manning, observando-se o coeficiente que produziu o menor erro, igual a 0,010.

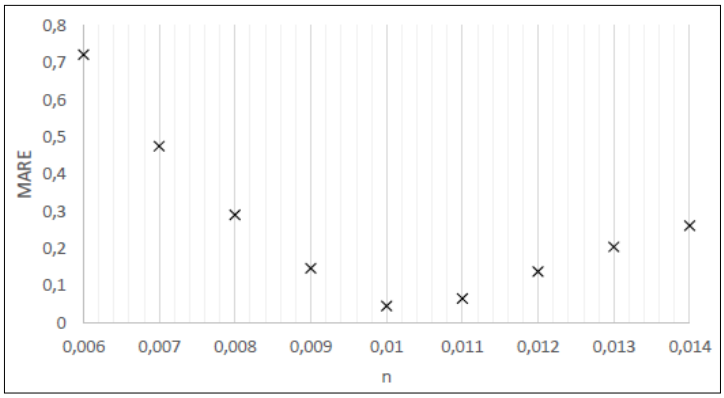


Figura 4.- Valores do MARE x n (Manning) para canal circular de cerâmica.

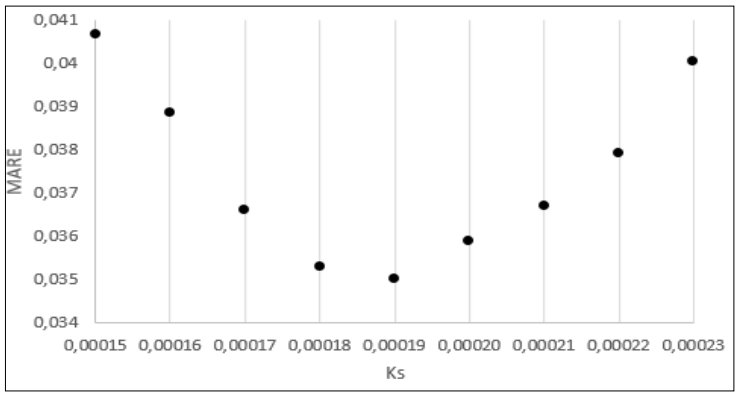


Figura 5.- Curva MARE x k_s (m) para canal circular de cerâmica.

Expressão para a relação entre ks e n e para a vazão

O conjunto dos valores de ks e n que resultaram nos menores valores do MARE para os escoamentos estudados nos canais triangulares e circulares, lisos e rugosos, foram comparados com a expressão [9] sintetizada por Lima (2013).

$$n = 0{,}0407 {k_s}^{0{,}1653} \qquad [9]$$

A relação [10] entre *n* e *ks* determinada por Strickler (1923) foi considerada, mas os resultados dessa relação não se coadunaram como os obtidos em comparação com a da equação [9] conforme pode ser visualizado na Figura 6.

$$n = \frac{k_s^{1/6}}{8{,}16\sqrt{g}} \qquad [10]$$

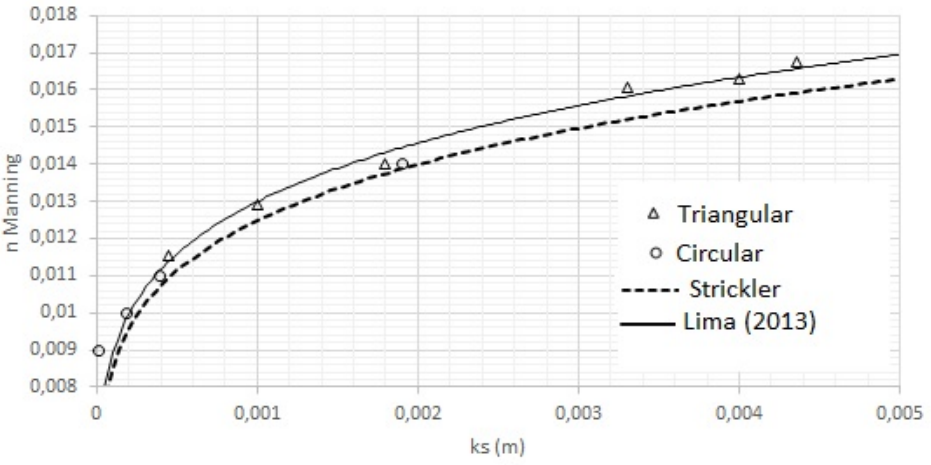


Figura 6.- Representação das expressões para o n em relação ao k_s

A equação [11], à luz dos resultados obtidos e da visualizados no gráfico da Figura 6, permite que sejam utilizados os valores de n de Manning, já consagrados na literatura, para cálculo da vazão em escoamento uniforme em canais triangulares lisos e rugosos, com melhor desempenho do que a equação [7] devido a Manning.

$$Q_c = \frac{A}{\sqrt{\psi}}\left\{-\sqrt{32gRS}\log\left(\frac{24{,}57\,\mathrm{n}^{6.0496}}{14{,}8R}+\frac{1{,}255\nu}{\sqrt{32gRS}}\right)\right\} \qquad [11]$$

CONCLUSÕES

A relação entre o coeficiente de Manning e parâmetro rugoso ks, mostrada nesta comunicação, possibilita a transformação de valores de n, para serem usadas na equação [6] como a mostrada no trabalho, denominada AC-W. Esta relação possibilitou melhor coadunação entre os parâmetros de rugosidade do que a relatada por Strickler, permitindo assim a aplicação com melhor precisão, para casos de escoamento em canais triangulares e circulares nas condições relatadas.

Sobre a expressão AC-W, deve ser ressaltado que esta é de forma totalmente explícita, deduzida a partir das equações de Darcy & Weisbach e da equação de Colebrook & White, além da correção do fator de atrito do método de Kazemipour, e pode ser aplicada sem necessidade de cálculos iterativos.

Outra vantagem da equação AC-W é a consideração da viscosidade da água, o que pode proporcionar melhores cálculos da vazão em condições em que os valores da temperatura influencie significativamente nessa propriedade física.

A simplicidade das equações apresentadas para o cálculo do escoamento à superfície livre em canais hidraulicamente lisos e rugosos pode possibilitar a construção de novos modelos matemáticos de maior eficiência para a avaliação de sistemas que sejam referido ao escoamento uniforme em canais.

REFERÊNCIAS

Cabral da Silva, T.; Abreu, M. S. D. (2013). "Cálculo do Escoamento Uniforme em Canais Retangulares Lisos a partir da Formulação Universal de Perdas de Carga: Aplicação a Dados Experimentais". *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, ABRH. Volume 18 n.3. pp. 117-125.

Cabral da Silva, T.; Melo, Iara Costa; Fernandes, Samara Goncalves. (2013). "Cálculo do Escoamento Uniforme a Partir do Coeficiente de Atrito Modificado: Novas Aplicações a Dados Experimentais de Canais Triangulares Lisos". *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 18, nº 1, pp. 215-222.

Cabral da Silva, T.; Lima, E, F. S. ; Figueiredo, S. A. (2015). "A new equation for calculating the uniform flow in hydraulically smooth and rough channels". In: 36th *IAHR World Congress: proceedings of the full papers*. The Hague, The Netherlands: IARH. v. 1. p. 1-8.

Cheng, N.; Nguyen, H., Zhao E K; Tang, X. (2011) "Evaluation of Flow Resistance in Smooth Rectangular Open Channels with Modified Prandtl Friction Law". *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 137, nº 4, pp. 441–450.

Featherstone, R. E.; Nalluri, C. (1988). Civil Engineering Hydraulics. 2. Edition. BSP Professional Books. Oxford, England.

Fenton, J. D. (2016) "Hydraulics: science, knowledge, and culture". *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 54:5, pp485-501, DOI: 10.1080/00221686.2016.1218370

Kazemipour, A. K. and Apelt, C. J. (1979). "Shape effects on resistance to uniform flow in open channels". *J. Hydraul. Res.* 17(2), 129–147.

Kazemipour, A. K. and Apelt, C. J. (1980). "Shape Effects on Resistance to Smooth Semi-Circular Channels". Department of Civil Engineering, University of Queensland, *Research Report nº CE18*.

Lima, E. G. F. S. "Novas formulações para dimensionamento de canais considerando os efeitos de forma na resistência ao escoamento uniforme: seções triangulares hidraulicamente rugosas". *Dissertação (Mestrado em Engenharia Urbana e Ambiental)*. Universidade Federal da Paraíba. 73p. João Pessoa, 2013.

Mangin, S. F.(2010) "Development of an Equation Independent of Manning's Coefficient n for Depth Prediction in Partially-Filled Circular Culverts". *Dissertation (Master of Science Civil and Environmental Engineering Program)* - Youngstown State University – USA, 159p.

Montes, S. (1998). *Hydraulics of open channel flow*, ASCE Press. Reston, VA.

Pimenta, C. F. "Contribuição para o Cálculo da Perda de Carga nos Canais em Regime Uniforme". *Tese para o concurso de Professor Catedrático da POLI/USP*. São Paulo, 147p. 1966.

Strickler A. (1923) "Translates to: Some contributions to the problem of the velocity formula and roughness factors for rivers, canals and closed conduits", *Mitteilungen des Eidgenossischen Amtes furWasserwirtschaft*, Bern Switzerland, No. 16.

IAHR **AIIH**

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

MODELAMIENTO NUMÉRICO BIDIMENSIONAL DE UN FLUJO BIFÁSICO: CASO CANAL CON PLATAFORMA DE DEPOSICIÓN

Leonardo Castillo N.[1] y Samuel Quisca A.[2]
[1]Universidad Nacional de Ingeniería, [2]Universidad Nacional Agraria La Molina, Lima-Perú
[1]leonardocastillo@uni.edu.pe, [2]squisca@gmail.com

RESUMEN:

La presente investigación, elabora un programa MUDCP2D en entorno Matlab del modelamiento numérico bidimensional del flujo hiperconcentrado con características de un flujo viscoso transitado sobre un canal-plataforma. La metodología aplicada comprende la revisión del modelo conceptual de aguas pocas profundas de Saint-Venant en su forma conservativa, la discusión de las ecuaciones gobernantes de los flujos hiperconcentrados, la revisión de la técnica de integración numérica para la resolución de las ecuaciones gobernantes, la aplicación de esquema de MacCormack, el planteamiento y definición del dominio computacional así como el tratamiento de las condiciones de contorno iniciales y las condiciones de borde sobre el dominio computacional. Antes de la aplicación del programa MUDCP2D se procede a la validación con base de datos experimentales. Finalmente, se analizan distintos escenarios para diferentes pendientes y viscosidades del flujo hiperconcentrado con la finalidad de evaluar la sensibilidad de MUDCP2D. El esquema para la simulación es una altura inicial del flujo de 4 m en una longitud de muestra de 50 m y una longitud de tránsito de canal de 200 m. La plataforma al final de tramo es cuadrada de 30 m de longitud y pendiente cero. Los resultados muestran que los tirantes máximos del flujo hiperconcentrado se ubican en el tramo de canal en lugar de la zona de deposición con una reducción de 20 % en tirante y 50% respecto a la velocidad.

ABSTRACT:

The present investigation elaborates a MUDCP2D software in Matlab language of two-dimensional numerical modeling of the hyper-concentrated flow with characteristics of a viscous flow transited on a channel-platform. The applied methodology includes the revision of the conceptual model of shallow waters of Saint-Venant in its conservative form, the discussion of the governing equations of the hyper-concentrated flows, the revision of the technique of numerical integration for the resolution of the governing equations, the MacCormack schema application, the approach and definition of the computational domain as well as the treatment of initial boundary conditions and edge conditions over the computational domain. Before the application of the MUDCP2D software, the validation is obtained with the experimental database. Finally, different scenarios are analyzed for different slopes and dynamic viscosities of the hyper-concentrated flow in order to evaluate the sensitivity of the MUDCP2D. The scheme for the simulation is an initial height of the flow of 4 m in a sample length of 50 m and a channel transit length of 200 m. The platform at the end of the section is square with a length of 30 m and a zero slope. The results show that the height maximum of the hyper-concentrated flow is located in the channel reach instead of the deposition zone with a reduction of 20% in depth and 50% in velocities.

PALABRAS CLAVES: *mudflow, debris flow, hyperconcentrated flows, MacCormack scheme, viscous rheological model.*

INTRODUCCIÓN

El Perú no es ajeno a los flujos de huaycos (terminología peruana que significa mudflow, debris flow, flujos de lodo o barro) y un ejemplo de ello son los sucesos del verano de 2017 donde se desencadenó una serie de activaciones de quebradas que por décadas permanecían secas y produjeron flujos que afectaron a ciudades principales como Lima, Trujillo, Piura, entre otros. Este denominado "Niño Costero" afectó a nivel nacional alrededor de 12 000 viviendas en 711 distritos, según fuente del Centro de Operaciones de Emergencias Nacional (COEN). Un gran porcentaje de los peligros registrados fueron huaycos en su mayoría e inundaciones.

Los recientes avances en el estudio y modelamiento de los flujos hiperconcentrados, particularmente en los flujos de huaycos, permiten dejar de lado los métodos aplicables de flujos de agua con baja concentración de sólidos, y efectuar un análisis más consistente y confiable en la estimación de los parámetros de flujos hiperconcentrados para el diseño de medidas de protección.

En este contexto, en base a resultados experimentales de laboratorio del explayamiento en un cono de deyección (plataforma) hace aplicable el desarrollo de modelos numéricos referidos a flujos hiperconcentrados que constituya una herramienta computacional para estimar con mayor precisión la vulnerabilidad y el riesgo que involucra el potencial peligro de la ocurrencia de un huayco en la deposición.

REVISIÓN DE LITERATURA

Las ecuaciones de Saint-Venant describen el flujo bidimensional no estacionario promediado verticalmente. Dichas ecuaciones representan los principios de conservación de la masa y de la cantidad de movimiento, estando obtenidas a partir de las simplificaciones de las ecuaciones de Navier-Stokes (Chaudhry, 1993).

En términos de las variables fundamentales del flujo h, u y v, las ecuaciones de Saint-Venant en forma conservativa pueden ser escritas vectorialmente como sigue:

$$\frac{\partial \boldsymbol{U}}{\partial t} + \frac{\partial \boldsymbol{E}_x}{\partial x} + \frac{\partial \boldsymbol{F}_y}{\partial y} + S = 0 \qquad [1]$$

Donde

$$U = \begin{bmatrix} h \\ uh \\ vh \end{bmatrix} \qquad [2]$$

$$E_x = \begin{bmatrix} uh \\ u^2h + \frac{1}{2}gh^2 \\ uvh \end{bmatrix} \qquad [3]$$

$$F_y = \begin{bmatrix} vh \\ uvh \\ v^2h + \frac{1}{2}gh^2 \end{bmatrix} \qquad [4]$$

$$S = \begin{bmatrix} 0 \\ -gh(S_{ox} - S_{fx}) \\ -gh(S_{oy} - S_{fy}) \end{bmatrix} \qquad [5]$$

en las que t es el tiempo; u y v son las componentes del vector velocidad del flujo en las direcciones x e y (direcciones longitudinal y transversal); h es la profundidad del agua medida verticalmente; g es la aceleración de la gravedad; Sox y Soy son las pendientes de fondo en las

direcciones x e y; Sf_x y Sf_y son las pendientes de fricción en las direcciones x e y, y x e y son las variables del sistema coordenado. E_x y F_y son los denominados vectores de flujo; U es el vector de las variables dependientes y S es el vector fuente. Las pendientes de fricción Sf_x y Sf_y pueden ser calculadas usando las fórmulas para régimen estacionario en el caso de fluidos newtonianos: Ecuación de Manning.

Sin embargo, Quisca (1995) dentro de su investigación doctoral sobre pruebas experimentales del proceso de desarrollo del flujo aplicado para agua y mezclas bifásicas de alta viscosidad, propone la siguiente ecuación para la resistencia al flujo hiperconcentrado. Considera una alta influencia de la resistencia por fricción al terreno y la viscosidad propia de la mezcla.

$$S_{fx} = \frac{n^2 u\sqrt{u^2+v^2}}{C_o^2 h^{1.33}} + \frac{3\alpha\mu u}{\gamma_m h^2} \qquad [6]$$

$$S_{fy} = \frac{n^2 v\sqrt{u^2+v^2}}{C_o^2 h^{1.33}} + \frac{3\alpha\mu v}{\gamma_m h^2} \qquad [7]$$

Donde: μ es la viscosidad dinámica, γ_m es el peso específico de la mezcla bifásica, α corresponde a una constante de resultados experimentales, n=coeficiente de rugosidad de Manning y Co=factor de corrección de unidades (Co=1 en unidades SI y 1,49 en Unidades Inglesas).

El método de MacCormack es un esquema explícito en diferencias finitas. Consiste en una secuencia de predicción-corrección de dos pasos (Chaudhry, 1993). Dicho método muestra ecuaciones en diferencias finitas que aproximan las ecuaciones de Saint-Venant para régimen no estacionario promediadas verticalmente.

En el tratamiento de los bordes del dominio se consideran los contornos sólidos con propiedades de reflexión. El procedimiento consiste en generar nodos ficticios en la pared sólida que son reemplazados por puntos del interior inmediato. El signo de la componente normal de velocidad es cambiado y representado en el nodo ficticio.

La estabilidad de un modelo numérico puede ser analizada comprobando si un error crece o decrece a medida que el proceso resolutivo avanza. La estabilidad puede ser estudiada despreciando o linealizando los términos no lineales, (Chaudhry, 1993). Una fórmula empleada en los criterios de estabilidad de métodos numéricos es la de Courant.

Se incorpora un tratamiento de viscosidad artificial con la finalidad de disminuir variación de niveles y/o shock capturing.

Todo el algoritmo completo se encuentra en entorno de MATLAB bajo un programa computacional denominado por los autores MUDCP2D.

MATERIALES Y MÉTODOS

En el presente artículo se ha definido un algoritmo computacional 2D que permita el modelamiento del flujo hiperconcentrado sobre un tramo de canal y un tramo de plataforma. El lenguaje de programación fue realizado en el entorno MATLAB (versión estudiantil), por su uso sencillo en las subrutinas y sus salidas gráficas sofisticadas.

La metodología de la investigación comprendió los siguientes aspectos:

- Revisión del modelo conceptual de aguas pocas profundas de Saint-Venant en su forma conservativa.
- Discusión de las ecuaciones gobernantes de los flujos hiperconcentrados.
- Revisión de la técnica de integración numérica para la resolución de las ecuaciones gobernantes. Aplicación de esquema de MacCormack y programación en entorno Matlab. Aquí se obtiene como resultado, el programa MUDCP2D.
- Planteamiento y definición del dominio computacional.

- Tratamiento de las condiciones de contorno iniciales y las condiciones de borde sobre el dominio computacional.
- Experimentación numérica con el modelo y su validación con la base de datos experimentales realizadas y reportadas por Quisca (1995).
- Discusión de las bondades y limitaciones del modelo. Evaluación de escenarios y caso y sensibilidad.
- Formulación de las conclusiones y recomendaciones.

Con fines de un mayor entendimiento del procedimiento de la investigación, programación y resultados, se muestra el siguiente diagrama de flujo (**Figura 1**).

VALIDACIÓN DEL MODELO

Una vez constituido las ecuaciones numéricas y procesadas en un lenguaje de programación MATLAB, debemos contrastar los resultados con datos experimentales. En nuestro caso, emplearemos los resultados de la tesis doctoral Quisca (1995) para una mezcla bifásica. Emplearemos las dimensiones del canal experimental y la pendiente, así como el ajuste del parámetro adimensional de la rugosidad "n" de Manning. Para nuestro caso, el valor de "n" se aproxima a 0,03 en la dirección X y a 0,09 en la dirección Y. En la Tabla 1 se muestra todos los parámetros empleados del canal experimental con sus respectivos valores numéricos.

Tabla 1.- Dimensiones del canal y especificaciones.

Variable	Valor numérico	Descripción
Δx, Δy	0,025 m	Tamaño de la celda
Lm	0,80 m	Longitud de la muestra
Hm	0,10 m	Altura de la muestra
Lch	7,20 m	Longitud del canal
Ach	0,10 m	Ancho del canal
Lpl	1,80 m	Longitud de la plataforma
Apl	1,60 m	Ancho de la plataforma
Sch	0,1475 m/m	Pendiente del canal
Spl	0	Pendiente de la plataforma
Nx	393	Número de nodos en la dirección X
Ny	65	Número de nodos en la dirección Y

La **Figura 2** muestra la evolución del frente de onda para el flujo bifásico. Las características de la muestra viscosa corresponde a un flujo de alta viscosidad de 1 210 centipoises a 20 °C o su equivalente a 1,21 Pa.s. Además, el valor promedio de peso específico de la mezcla simulado es de orden de 17 094 N/m3 para una concentración volumétrica de sedimentos de 45 %.

Se observa el flujo bifásico en la plataforma (zona de deposición) para distintos pasos de tiempo (637, 660, 695 y 750). La onda es simétrica casi semicircular, tal cual se muestra en los resultados experimentales Quisca (1995). La longitud recorrida del flujo alcanza una distancia 0,40 m en la plataforma y el ancho del frente de onda varía de 0,2 a 0,8 m.

Los resultados aplicando la ecuación para el flujo viscoso de Quisca (1995) se aproxima mejor a las gráficas del modelo numérico MUDCP2D.

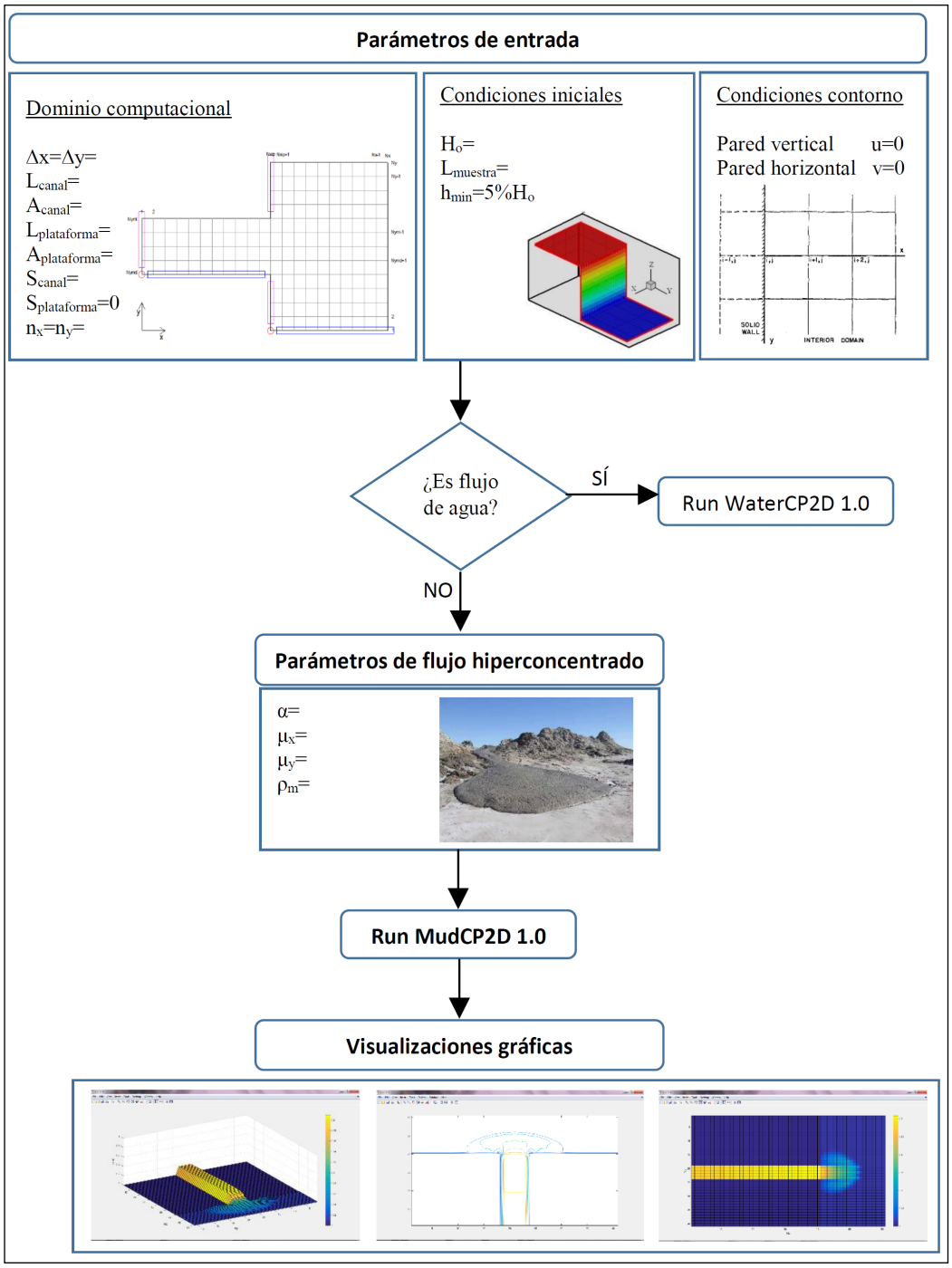


Figura 1.- Diagrama de flujo de la metodología aplicada.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Se plantean distintas pendientes y viscosidades para el caso del flujo hiperconcentrado con la finalidad de evaluar la sensibilidad y poder concluir en las ventajas y desventajas del programa MUDCP2D propuesto sobre un canal de 4 m de ancho, longitud del canal de 200 m y longitud de muestra de 50 m con 4 m de altura inicial. El valor promedio de peso específico de la mezcla simulado es de orden de 17094 N/m3 para una concentración volumétrica de sedimentos de 45%.

Se observa de los resultados, para todos los escenarios propuestos que los tirantes máximos del flujo hiperconcentrado se dan en el tramo de canal en lugar de la zona de deposición. La reducción es de aproximadamente el 20% de tirante. Además, se tiene que las muestras viscosas (flujo hiperconcentrado) reducen la velocidad del flujo, aumentando el cuerpo del frente de onda. Se

forma un lóbulo frontal en el perfil donde en los casos reales se suma material granular lo que provoca un mayor impacto y arrastre.

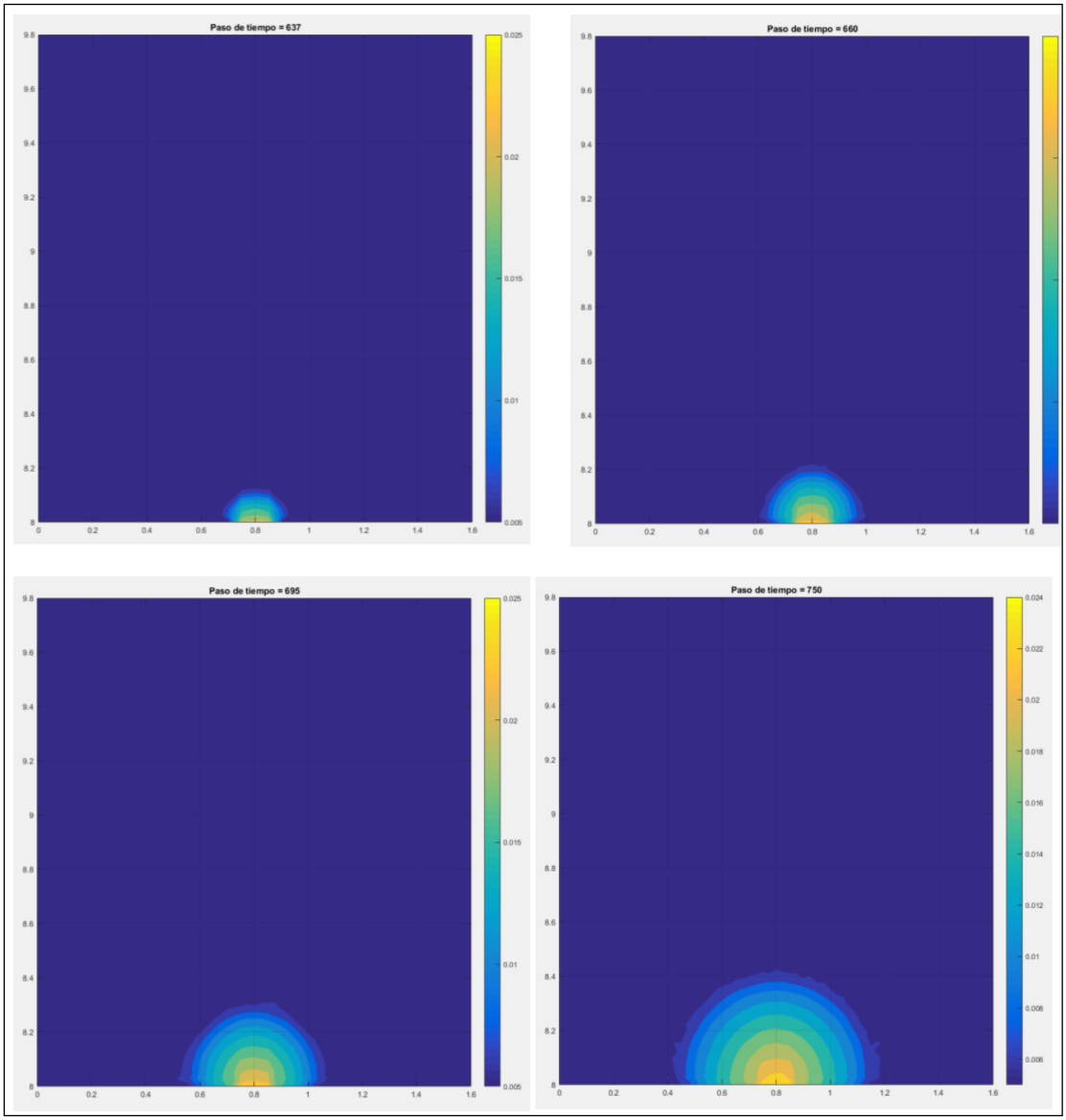


Figura 2.- Evolución temporal de la posición del frente de la onda bifásica sobre la plataforma de deposición para distintos pasos de tiempo.

A diferencia de los flujos de agua, las velocidades en la dirección Y se reducen en más del 50% respecto a la velocidad en la dirección X. Es menor la reducción de un flujo hiperconcentrado que un flujo de agua respecto a las velocidades en la dirección Y.

Gran parte de los perfiles de flujo hiperconcentrado, se alargan en casi todo el recorrido del canal, dejando una cola final donde se encuentran los mayores finos (por ejemplo, limos). Es decir, la onda no transita y pasa, sino deja un desarrollo de tirantes menores a todo lo largo.

En la **Figura 3** se muestra la vista 3D y en la **Figura 4** las variaciones de parámetros hidráulicos versus pasos de tiempo para el escenario de viscosidad de 50 Pa.s y pendiente de 0,100 m/m correspondiente a un escenario de la presente investigación.

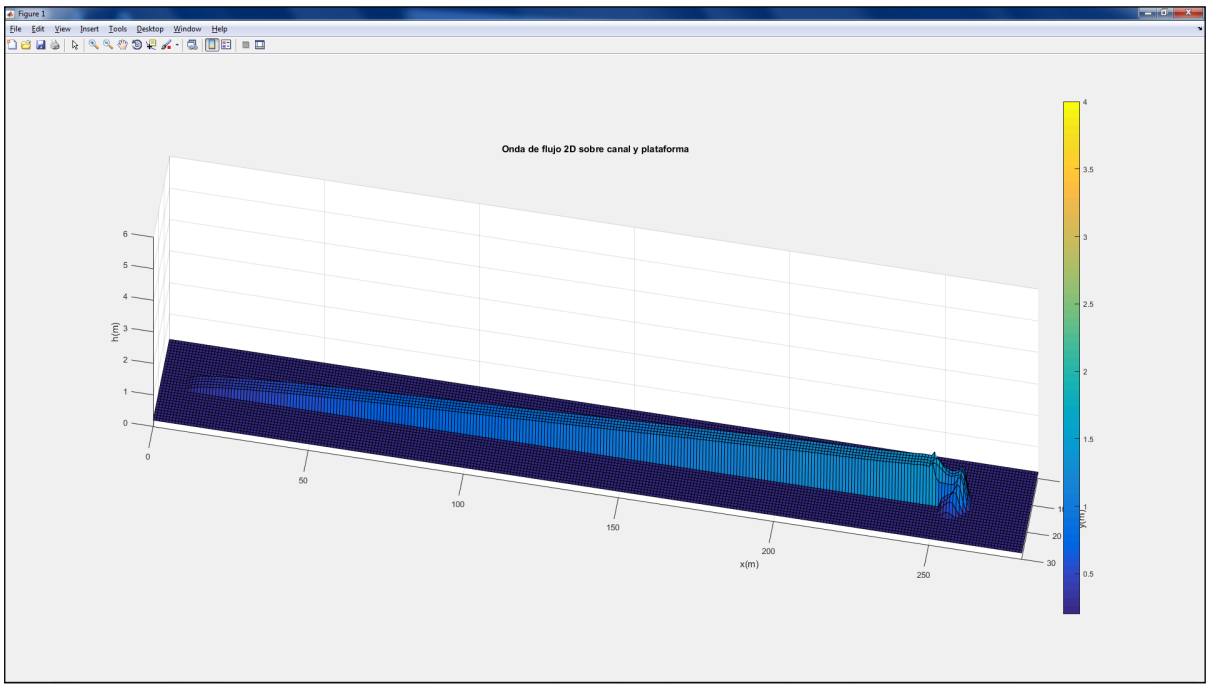


Figura 31.- Vista 3D de la onda de flujo hiperconcentrado (μ=50 Pa.s., Sch=0,10).

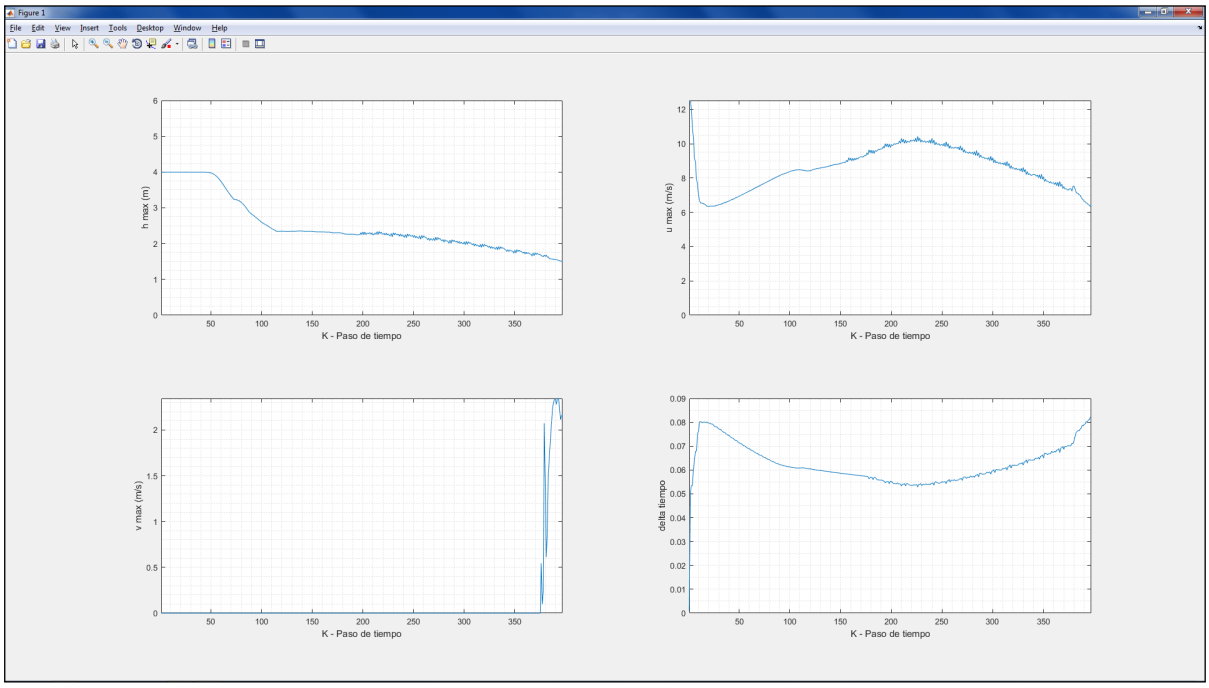


Figura 4.- Variación de h (m), u (m/s) y v (m/s) paso de tiempo (μ=50 Pa.s., Sch=0,10).

En las distintas salidas gráficas de estos escenarios se aprecia la formación del perfil de onda típico de un flujo de barro. En la **Figura 5** se muestra el perfil para una muestra muy viscosa (150 Pa.s). Las referencias dadas en Aguirre et. al. (2005) y Quisca (1995) describen un perfil similar para estos tipos de flujos hiperconcentrados con una relación de altura máxima H entre longitud de onda L menor a 1/20.

Los resultados numéricos para flujo hiperconcentrados se muestran en detalle en la **Tabla 2** para los distintos escenarios evaluados.

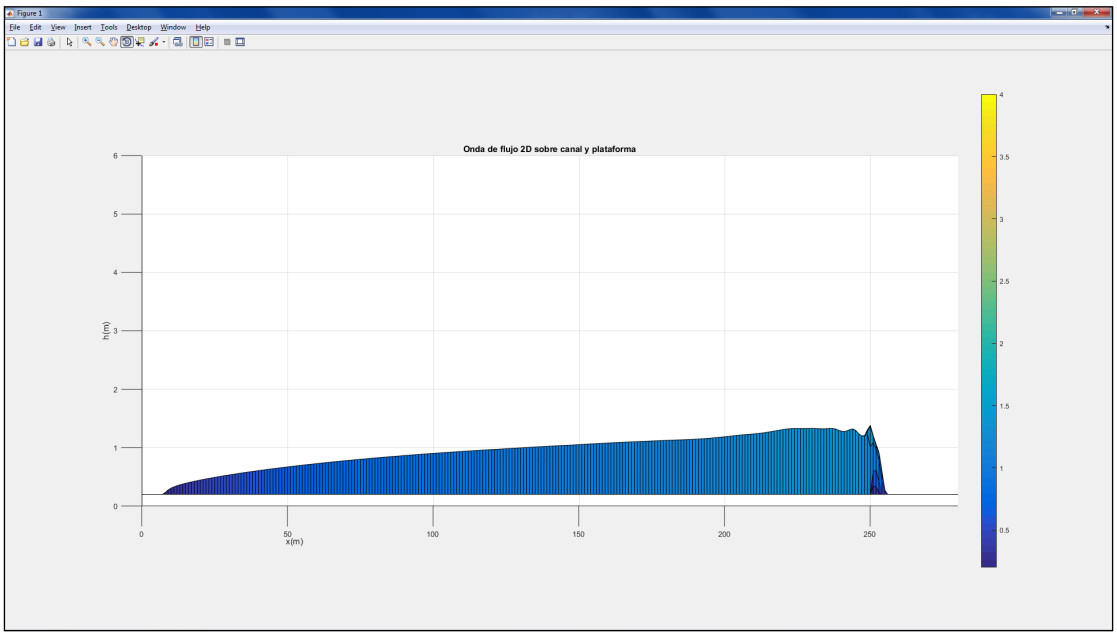


Figura 5.- Perfil de onda para mezcla bifásica (μ=150 Pa.s).

Tabla 2.- Resultados del programa MUDCP2D para flujos hiperconcentrados.

Viscosidad (Pa.s)	Pendiente del canal (m/m) Sch	h max (m) Tramo final del canal	u max (m/s) Tramo medio del canal	u max (m/s) Tramo final del canal	h max (m) Plataforma	u max (m/s) Plataforma	v max (m/s) Plataforma	Longitud (L) de onda (m)	Ancho del cono depositado (m)	H/L
50	S2=0,05	1,3	6,4	3,0	NP	NP	NP	237	NP	0,005
	S3=0,10	2,0	10,5	7,5	1,5	6,4	2,4	250	12	0,008
	S4=0,20	3,5	17,0	20,5	2,8	20,8	3,6	205	15	0,017
100	S2=0,05	1,5	5,0	1,7	NP	NP	NP	205	NP	0,007
	S3=0,10	1,6	8,5	3,0	NP	NP	NP	235	NP	0,006
	S4=0,20	2,5	15,0	6,0	1,3	12,0	2,7	265	15	0,009
150	S2=0,05	1,7	4,4	1,5	NP	NP	NP	180	NP	0,009
	S3=0,10	1,5	7,0	2,5	NP	NP	NP	215	NP	0,007
	S4=0,20	1,4	13,0	5,0	1,4	3,6	1,7	245	8	0,006

NP: No presenta

Comentarios:

- Todas las relaciones H/L son menores a 1/20.
- Los anchos del cono de deposición presentan mayores tirantes acumulados, a diferencia de un flujo de agua.
- Las mayores velocidades en la dirección X se dan en el tramo medio del canal.

CONCLUSIONES

- El modelo reológico empleado de Quisca (1995) donde considera una alta influencia de la resistencia por fricción al terreno y la viscosidad propia de la mezcla se adapta a las condiciones de muestras experimentales y al modelo numérico con una rugosidad de Manning de 0,03.

- Para el caso de tránsito de flujos de agua: En el tramo medio del canal se presenta una atenuación de la altura de flujo inicial en el orden de 45 % a 68 %. En el tramo medio del canal, las velocidades en la dirección X aumentan en función de la pendiente. Las mayores velocidades se dan en la zona de la plataforma. A partir de la pendiente de canal de 0,05 se tiene un factor multiplicativo e 1,5 a 3,6 con respecto a las velocidades máximas en el tramo medio. Las velocidades en la dirección Y en la zona de la plataforma son menores respecto a las velocidades en la dirección X, se tiene un factor multiplicativo de 0,14 a 0,36. A partir de pendientes mayores a 20 %, el flujo llegar a transitar un 60 % de la longitud del canal. El ancho del cono depositado es 3,8 a 4,5 veces el ancho del canal.

- Para el caso de tránsito de flujo hiperconcentrado: Se observa, para todos los escenarios propuestos que los tirantes máximos del flujo hiperconcentrado se dan en el tramo de canal en lugar de la zona de deposición. La reducción es de aproximadamente el 20 % de tirante. Además, se tiene que las muestras viscosas reducen la velocidad del flujo, aumentando el cuerpo del frente de onda.

- A diferencia de los flujos de agua, las velocidades de los flujos hiperconcentrados en la dirección Y se reducen en más del 50 % respecto a la velocidad en la dirección X.

AGRADECIMIENTO

Se agradece al Programa Nacional de Innovación para la Competitividad y Productividad del Ministerio de la Producción del Perú (PNICP), por el financiamiento del Proyecto de Investigación C-359-PNICP-PIAP-2014 “Estudio Experimental de la Dinámica de Flujos de Huaycos a Escala Cuasi-Real en Ríos y Quebradas de Alta Pendiente”.

REFERENCIAS

Aguirre, J., Moncada, A., Guatarasma, L., Suárez, A. (2005). “Reología y Mecánica de Barros y Lodos”, *Revista Iberoamericana de Ingeniería Mecánica*, *Vol. 9 N° 2, pp. 39-50.*

Castro, O., Chanson H. (2017). “Ritter’s dry-bed dam break flows: positive and negative wave dynamics”, *Environ Fluid Mech 17: 665-694.*

Chaudhry, M. H. (1993). “Open Channel Flow”, *Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ.*

Jameson, A., Schmidt, W., and Turkel, E. (1981). “Numerical Solutions of Euler Equations by Finite Volume Methods using Runge-Kutta time-stepping Schemes”, *AIAA 14th Fluid and Plasma Dynamics Conference,* Palo Alto, California, AIAA-81-1259, 1981.

O’Brien, J.S. y Julien, P. (1988). “Laboratory Analysis of Mudflow Properties”, *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 8, 877-887.*

Quisca S. (1995). “Modelos numéricos del flujo de una avalancha de barros y escombros”, *Tesis doctoral, Universidad de Los Andes, Facultad de Ingeniería, Laboratorio de Hidráulica,* Mérida, Venezuela.

IAHR **AIIH**

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

COMPARATIVO ENTRE MODELAGEM EXPLÍCITA UTILIZANDO AS EQUAÇÕES DE SAINT-VENANT E RESULTADOS EXPERIMENTAIS PARA ENCHIMENTO DE CANAL

1er. João Pedro Paludo Bocchi, 2do. Robson Leo Pachaly, 3er. Bruna Minetto, 4to. Jose G. Vasconcelos y 5to. Daniel Allasia

[1, 2, 3 y 5] Universidade Federal de Santa Maria, Brasil
[4] Auburn University, Estados Unidos da América
[1] jp.bocchi@gmail.com, [2]robsonleopachaly@yahoo.com.br, [3]bruna_minetto@hotmail.com,
[4] jgv@auburn.edu, [5]dga@ufsm.br

RESUMO:

Modelos hidráulicos computacionais unidimensionais mostram-se de grande utilidade na engenharia, tanto por sua simplicidade quanto por seu baixo custo computacional. Este trabalho possui como objetivo realizar a modelagem de um canal retangular com um vertedor triangular em sua extremidade de jusante utilizando as equações de Saint-Venant, a fim de comparar os resultados de altura do escoamento obtidos na simulação computacional com dados medidos em laboratório através de sensores ultrassônicos. Obtiveram-se resultados satisfatórios entre as quatro estações comparadas, com erros médios percentuais de 7,32%, 12,65%, 8,80% e 24,91%, de jusante para montante, respectivamente. Destacam-se os tempos de subida das ondas, apresentando intervalos semelhantes entre a simulação e os dados medidos. Conclui-se que a modelagem unidimensional apresenta bons resultados para as variações de nível da agua dentro de um canal retangular, mesmo com variações abruptas em suas extremidades.

ABSTRACT:

One-dimensional computational hydraulic models are very useful in engineering, both for their simplicity and low computational effort. This work aims to perform the modeling of a rectangular channel with a triangular weir at its downstream end using the Saint-Venant equations, in order to compare the flow height results obtained in the computational simulation with data measured in laboratory by ultrasonic sensors. Satisfactory results were obtained between the four stations compared, with mean error percentages of 7.32%, 12.65%, 8.80% e 24.91% downstream to upstream, respectively. The wave rise times are similar, showing similar intervals between the simulation and the measured data. In conclusion, one-dimensional modeling presents good results for the variations of water level in a rectangular channel, even with abrupt variations in its extremities.

PALAVRAS CHAVES: hidráulica computacional, equações de Saint-Venant, modelos explícitos

INTRODUÇÃO

É usual no dimensionamento das mais diversas estruturas hidráulicas a utilização de modelos computacionais unidimensionais para a representação de escoamentos em superfície livre, como em canais de irrigação e de abastecimento de água (Chaudhry, 2007; Cunge, 1980). Estes modelos permitem boas aproximações e um baixo custo computacional quando comparados a modelos bi e tridimensionais. As equações utilizadas nestes modelos são baseadas na conservação de massa e de momento linear do escoamento, admitindo certas simplificações. Como exemplo temos as equações de Saint-Venant, as quais são um par de equações diferenciais parciais hiperbólicas que adotam severas simplificações quando comparadas as equações de Navier-Stokes (Sturm, 2010). Ainda, nota-se o vasto uso destas equações ao observarmos que outros modelos computacionais já consolidados as utilizam, como é o caso do HEC-RAS, desenvolvido pelo Hydrologic Engineering Center (HEC), e o SWMM5, desenvolvido pela Environmental Protection Agency (EPA).

Para a solução destas equações utiliza-se de diferentes métodos numéricos, como o método das diferenças finitas e o método dos elementos finitos e, para a solução destes métodos, utilizam-se diferentes esquemas numéricos, como o esquema de Lax Diffusive, Leapfrog, Lax-Wendroff, entre outros. Além disso, é comum para a solução de condições de contorno destes problemas a utilização do método das características (Sturm, Tuzson, 2010).

A utilização de modelos explícitos possui a vantagem de apresentar uma implementação computacional menos complexa se comparada a modelos implícitos. Entretanto, modelos explícitos ficam sujeitos a instabilidades numéricas, as quais são condicionadas à discretização temporal (Ferreira et al. 2017). Essa estabilidade numérica pode ser representada pela condição de Courant, a qual é função da velocidade e da celeridade do escoamento, além da discretização espacial. Tendo em vista que a velocidade e a celeridade se alteram durante a simulação, é possível fixar uma porcentagem do valor do número de Courant, deixando variar a discretização temporal a cada iteração (Chaudhry, 2007; Cunge, 1980).

Entretanto, um modelo computacional somente se torna válido quando seus resultados condizem com a situação real simulada. Esta aferição pode ser feita através de análise experimental, tanto em modelos reduzidos de estruturas reais quanto em protótipos adaptados a situação proposta (Cunge, 1980). Baseado nisto, o presente trabalho visa verificar os resultados obtidos na modelagem unidimensional, utilizando o método explícito das diferenças finitas como forma de resolução das equações completas de Saint-Venant, com dados obtidos experimentalmente para validar a capacidade de representação desta modelagem com o processo físico.

MATERIAIS E MÉTODOS

Os dados experimentais obtidos nesse trabalho foram obtidos no Laboratório de Mecânica dos Fluídos e Hidráulica, da Universidade Federal de Santa Maria. O aparato experimental compreende um canal retangular com baixa declividade, abastecido por uma bomba de vazão aproximadamente constante (0,22 m^3/s), a qual realiza sua descarga em um reservatório retangular e este, por sua vez, alimenta o canal. Em sua extremidade de jusante o canal possui possibilidade de ajuste para diversos tipos de vertedores móveis. Na configuração testada foi adotado um vertedor triangular (Figura 1b).

O canal possui sua superfície revestida de argamassa empenada e o vertedor é constituído de uma chapa de fibra de vidro com espessura de 5 mm. Além disso, o canal possui uma rugosidade de Manning de 0,012 e o vertedor possui um coeficiente de descarga de 0,65, conforme Porto (2006). As representações do canal e do vertedor podem ser observadas na Figura 1 e suas dimensões são descritas conforme a Figura 2.

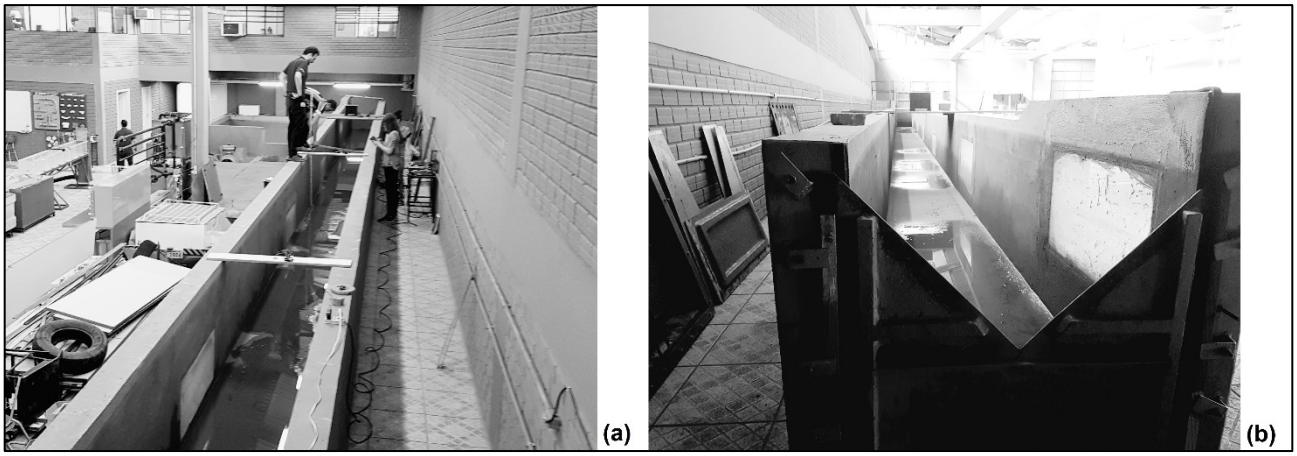


Figura 1.- Fotografias do aparato experimental. Em (a): canal retangular com os sensores ultrassônicos já posicionados. Em (b): detalhe do vertedor.

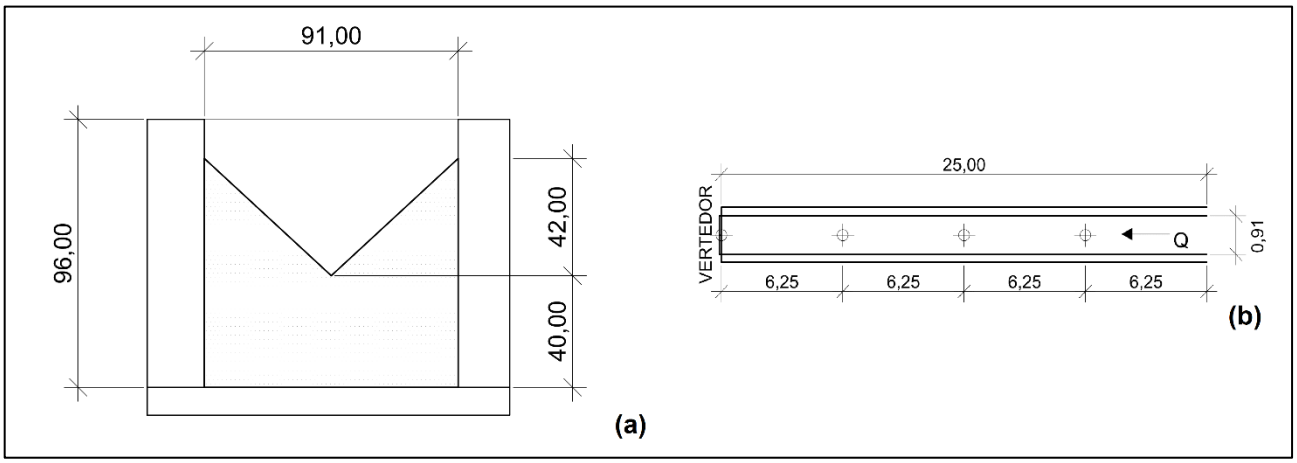


Figura 2.- Dimensões do canal experimental. Em (a): detalhe do vertedor, em centímetros. Em (b): planta baixa do canal com locação dos sensores, em metros.

Para fins de verificação da modelagem, foi monitorado o nível de água durante o enchimento e esvaziamento do canal por meio de sensores ultrassônicos. Os sensores foram instalados com um espaçamento de 6,25 metros entre eles, de modo a captar de forma satisfatória a frente de enchimento do canal, a translação de ondas em seu interior e o seu esvaziamento. Denominou-se como estação cada ponto de posicionamento dos sensores, sendo a primeira à jusante e seguindo respectivamente para montante.

A modelagem computacional foi desenvolvida em *Visual Basic*, no ambiente de desenvolvimento *Visual Studio*. Optou-se pela utilização desta linguagem de programação pelo fato da mesma possuir uma vasta gama de bibliotecas e um facilitado desenvolvimento gráfico, contribuindo na interação do usuário com o código.

Como modelo matemático utilizaram-se as equações completas de Saint-Venant (Equações 1 e 2) e, para a resolução destas, utilizou-se o método explícito das diferenças finitas com o esquema numérico Lax Diffusive (Equações 3 e 4). Para solucionar as condições de contorno, utilizou-se o método das características.

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_L \qquad [1]$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V\frac{\partial V}{\partial x} + g\frac{\partial y}{\partial x} = g(S_0 - S_f) \qquad [2]$$

$$A_i^{k+1} = \frac{1}{2}\left(A_{i-1}^k + A_{i+1}^k\right) - \frac{\Delta t}{2\Delta x}\left(Q_{i+1}^k - Q_{i-1}^k\right) \qquad [3]$$

$$Q_i^{k+1} = \frac{1}{2}\left(Q_{i-1}^k + Q_{i+1}^k\right) - \frac{\Delta t}{2\Delta x}\left[\left(\frac{Q^2}{A} + gAh_c\right)_{i+1}^k - \left(\frac{Q^2}{A} + gAh_c\right)_{i-1}^k\right] + \Delta t\left(\frac{\phi_{i+1}^k + \phi_{i-1}^k}{2}\right) \quad [4]$$

$$\text{onde, } \phi = gA(S_0 - S_f)$$

Como condição de contorno de entrada, utilizou-se uma função da variação da altura da água do reservatório o qual alimenta o canal através de um balanço de massa. Como condições de contorno de saída, utilizaram-se: condição de parede (V = 0), antes da chegada da altura da água ao início do vertedor, e uma função de vazão do vertedor em função da altura da água, após o início da descarga.

As hipóteses de Saint-Venant são válidas para o presente modelo: escoamento unidimensional e fluido incompressível; velocidade uniforme em cada seção transversal; distribuição de pressões hidrostáticas; fundo do canal invariável; forças de atrito não são significantemente diferentes das apresentadas em um escoamento permanente; baixa declividade do canal (Ferreira et al. 2017; Cunge, 1980; Chaudhry, 2007). Além disso vale ressaltar que não há contribuições laterais no canal, o que simplifica o termo a direita da igualdade na Equação 1 para zero.

A malha foi discretizada em 100 nós em sua dimensão espacial (0,25 metros) e sua discretização temporal variada conforme o número de Courant (Equação 5), fixando-o em 80%, a fim de garantir a estabilidade numérica da simulação.

$$\Delta t = Cr\frac{\Delta x}{|V| + c} \quad [5]$$

O tempo decorrido entre a ativação da bomba e seu desligamento foi de 197 segundos, tempo suficiente para o canal ser completamente enchido, permanecendo alguns segundos em escoamento permanente. Após este período registrou-se mais 203 segundos para avaliar o esvaziamento do canal. Não foi de interesse do presente trabalho avaliar um período maior de esvaziamento, visto que a variação mais brusca ocorre nos primeiros segundos após o desligamento da bomba.

Foram utilizados sensores ultrassônicos de baixo custo (HC-SR04) desenvolvidos na UFSM na plataforma de prototipagem Arduíno e seus dados foram registrados em um dispositivo de memória externo. Os dados foram posteriormente tratados, removendo ruídos bruscos e preenchendo pequenas falhas.

Realizaram-se 400 segundos de simulação, mesmo tempo de avaliação dos dados experimentais. Após conclusa, realizaram-se avaliações de erros e comparações visuais entre a simulação e os dados medidos. Realizaram-se os erros médios absolutos e os erros médios absolutos percentuais, os quais são indicados pelas Equações 6 e 7.

$$\varepsilon_{med,abs} = \frac{1}{n}\sum_{t=1}^{n}\left|y_{obs,t} - y_{sim,t}\right| \quad [6]$$

$$\varepsilon_{\%med,abs} = \frac{1}{n}\sum_{t=1}^{n}\frac{\left|y_{obs,t} - y_{sim,t}\right|}{y_{obs,t}}.100 \quad [7]$$

RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados obtidos pelos sensores ultrassônicos e a comparação com a simulação proposta são mostrados na Figura 3, através da plotagem da altura da água para as quatro estações descritas.

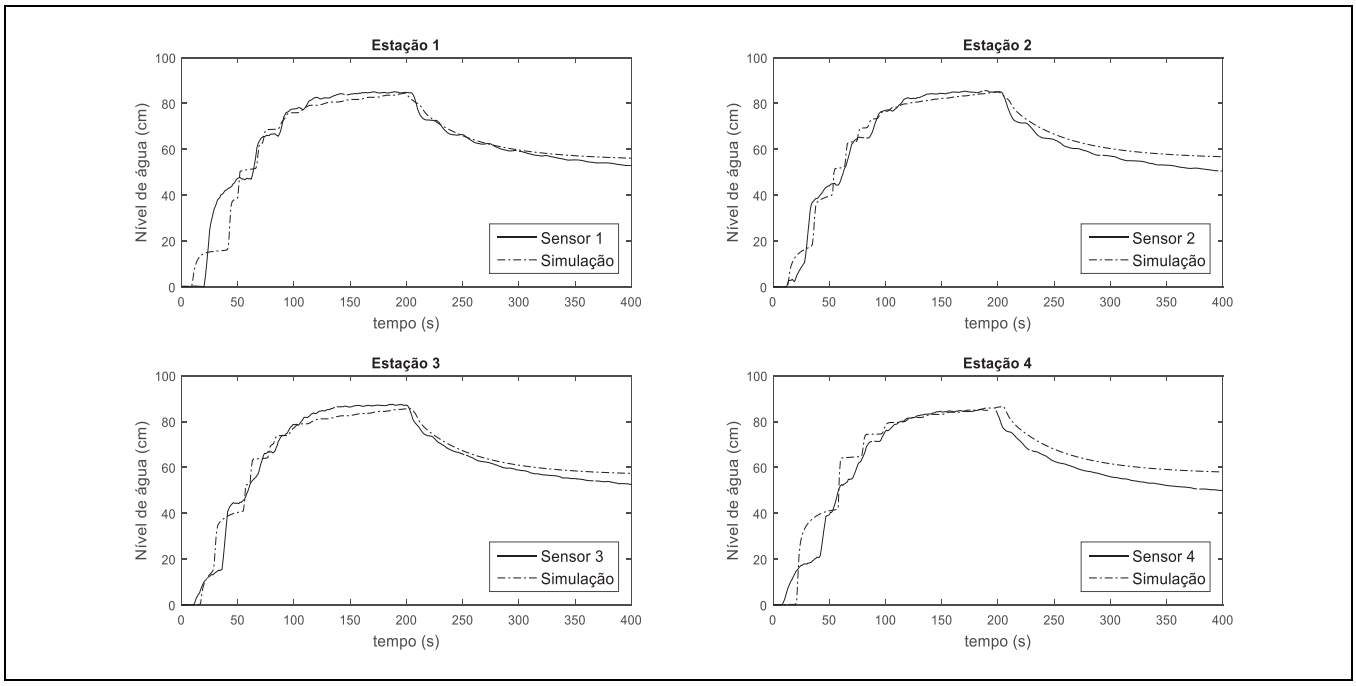


Figura 3.- Leitura dos sensores e resultados da simulação para cada estação.

Pode-se ter uma análise mais detalhada realizando o erro médio absoluto e o erro médio absoluto percentual entre as simulações e os dados medidos, conforme demonstrado na Tabela 1.

Tabela 1.- Erro entre a simulação e a medição dos sensores.

Estação	Erro médio (cm)	Erro percentual médio (%)
1	3,14	7,32
2	3,54	12,65
3	3,21	8,80
4	5,18	24,91

Vale-se ainda de uma análise visual da variação do nível da água com o passar do tempo, sendo possível capturar a movimentação da onda de cheia. Esta análise foi representada através de um gráfico dinâmico, implementado no *Visual Basic*, conforme apresentado nas Figuras 4, 5 e 6.

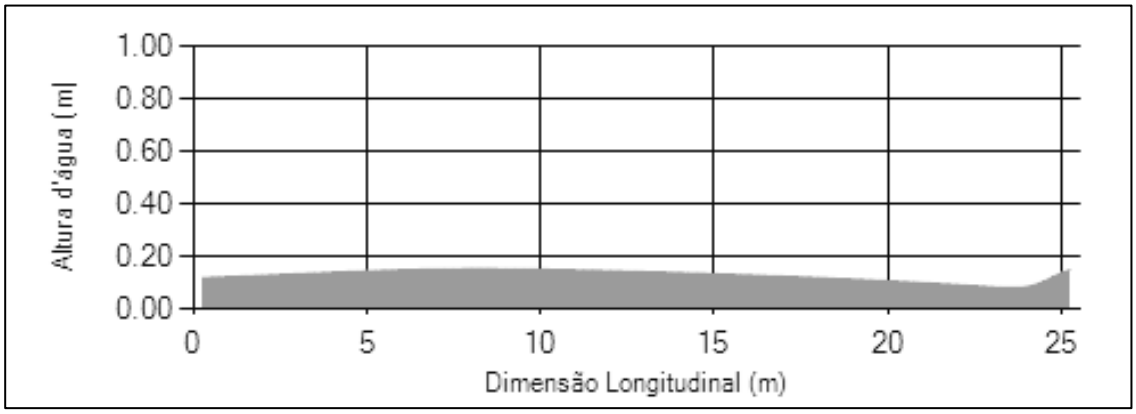


Figura 4.- Visualização da simulação em t = 22 s.

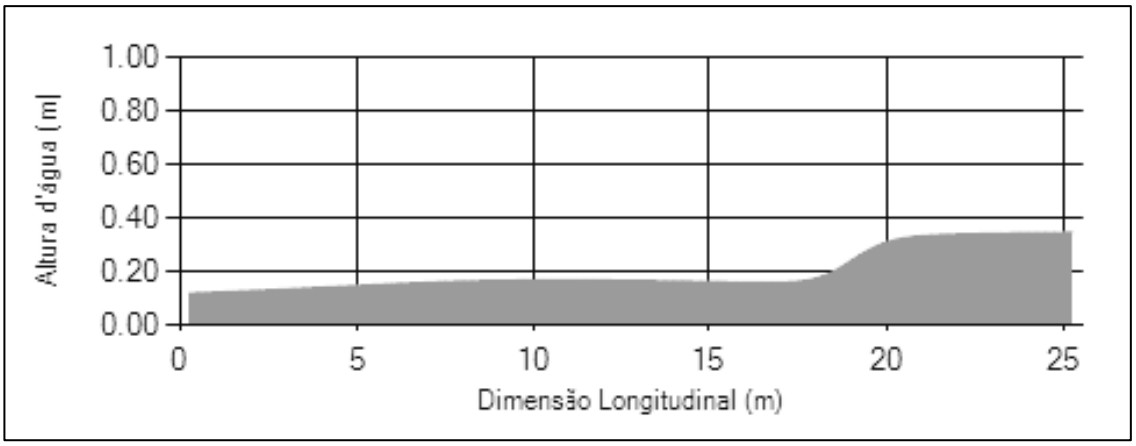


Figura 5.- Visualização da simulação em t = 30 s.

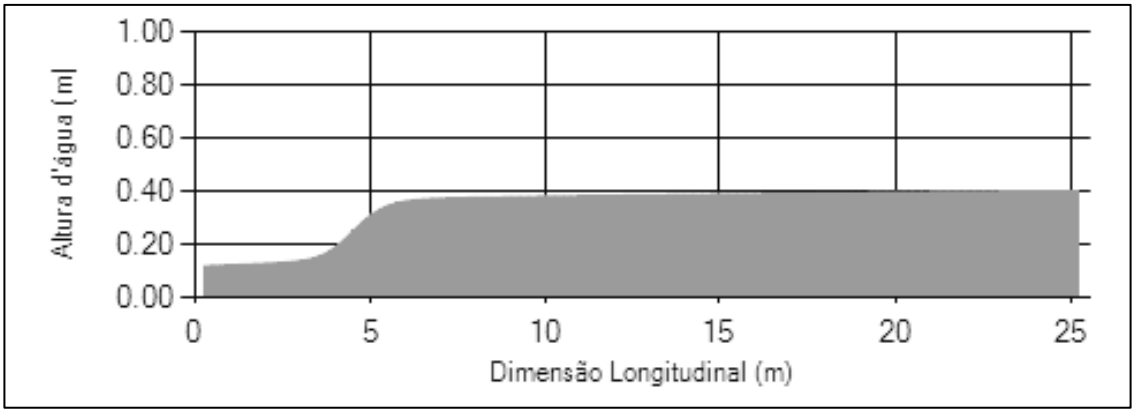


Figura 6.- Visualização da simulação em t = 45 s.

Analisando a Estação 1 percebe-se que ocorre um pequeno adiantamento da subida do nível da água na simulação se comparado ao sensor. Entretanto, este fato já se normaliza nas estações 2 e 3. Na estação 4 percebem-se maiores variações entre as subidas das ondas, fato que pode ser explicado pela formação de uma pequena instabilidade numérica próxima à condição de contorno de montante durante a volta da primeira e maior onda. Contudo, essa situação é normalizada no deslocamento da onda entre os nós internos da malha.

O estabelecimento de um regime permanente no escoamento mostra-se em tempo similar entre a simulação e a leitura dos sensores para todas as estações. Entretanto, após o desligamento da bomba, o esvaziamento do canal mostra-se mais lento na simulação. Acredita-se que este esvaziamento mais lento pode ser solucionado através de uma calibração do coeficiente de descarga do vertedor em função da altura do escoamento, visto que a condição de contorno de jusante partiu de uma equação de vertedor para regime permanente.

Observou-se maiores erros percentuais médios nas estações 2 e 4. Esse fato mostra-se evidente devido ao atraso ou adiantamento da onda de cheia. Embora os níveis de água alcançados devido a passagem de cada onda sejam muito similares entre a simulação e os dados observados, essa diferença de tempo de subida ocasiona um acréscimo de erro significativo. Entretanto, a medida que o escoamento se torna permanente, ocorre uma grande diminuição destes erros, chegando a erros absolutos percentuais em torno de 3% para todas as estações nos tempos de aproximação do escoamento permanente e durante o escoamento permanente.

CONCLUSÕES

Obtiveram-se resultados satisfatórios para todas as posições de sensores, apresentando pequenos erros entre as simulações e as medições durante a maior parte do tempo. Destaca-se a coincidência entre a elevação do nível da água devido a passagem da onda de cheia entre a

simulação e o resultado experimental, ambas ocorrendo em um tempo muito próximo, principalmente nas estações 2 e 3. Entretanto, os atrasos e adiantamentos das ondas de cheia registrados nas estações 1 e 4 ocasionaram um acréscimo no erro percentual médio.

Nota-se que embora a modelagem das equações de Saint-Venant por modelos explícitos unidimensionais seja relativamente simples e de baixo custo computacional, esta apresenta bons resultados quanto a variação de nível do escoamento, provando sua praticidade em aplicações corriqueiras, as quais não necessitam necessariamente de modelos mais rebuscados e de maior custo. Pode-se citar como exemplo o estudo de dimensionamento de canais de drenagem pluvial frente a ondas de cheia provocadas por chuvas torrenciais, onde, de maneira simples, seria possível avaliar a altura máxima que o escoamento atingiria sob determinadas condições de entrada e de contorno.

Percebe-se que o modelo proposto não demonstrou bons resultados para pequenas ondulações na superfície livre, as quais foram lidas pelos sensores. Acredita-se que estas pequenas variações seriam melhor representadas em modelos bi e tridimensionais.

Houve um maior erro na Estação 4, a qual se localiza mais a montante do canal. Este erro é enfatizado durante o período de esvaziamento, onde ocorre uma descida de nível mais lenta na simulação se comparada a leitura do sensor.

Planeja-se, em trabalhos futuros, realizar simulações para diferentes condições de saída, como vertedores retangulares e trapezoidais, além de descarga livre, a fim de validar ainda mais a utilização deste modelo computacional. Além disso, planeja-se fazer um estudo mais detalhado em relação a discretização espacial e a estabilidade numérica para este modelo.

REFERÊNCIAS

Chaudhry, M. H. (2007). Open-channel flow. Springer Science & Business Media.

Cunge, J. A., Holly, F. M., & Verwey, A. (1980). Practical aspects of computational river hydraulics.

Sturm, T. W., & Tuzson, J. (2010). Open channel hydraulics. Applied Mechanics Reviews, 54, B107.

Ferreira, D. M., Fernandes, C. V. S., & Gomes, J. (2017). Verification of Saint-Venant equations solution based on the lax diffusive method for flow routing in natural channels. RBRH, 22, e25. Epub February 20, 2017. Disponível em <https://dx.doi.org/10.1590/2318-0331.011716104>.

PORTO, R. M. (2006). *Hidráulica básica*. EESC/USP, São Carlos – SP, 519 p.

MEDIÇÃO DE INSTABILIDADES NA SUPERFÍCIE LIVRE DE ESCOAMENTOS LAMOSOS

Fabiana de Oliveira Ferreira[1,**], Geraldo de Freitas Maciel[2,*], EvandroFernandes da Cunha[3,*]Vicente de P.G. Junior[4,*],Caio Von Zuben Peres[5]

Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, UNESP - Univ Estadual Paulista Universidade Federal de São Paulo(Unifesp) – Campus de Diadema – Departamento de Física), Brasil, [1]fabiana.of@gmail.com, [2]maciel@dec.feis.unesp.br, [3]evandrofernandesc@gmail.com, [4]vicenteeng.unesp@gmail.com,[5]caiovonzuben@gmail.com*

RESUMO:

Este artigo tem como principal objetivo verificar experimentalmente a presença de instabilidades na superficie livre de escoamentos lamosos, em canal com 10 metros de comprimento. Estes escoamentos quando colocados em condições favoráveis de vazão, inclinação e perturbação, pode constituir um domínio favorável à geração *de roll waves*, instabilidades com característica periódica, que se propaga com comprimentos e amplitudes bem definidas, quando atinge a estabilidade. O fluido utilizado nos ensaios foi água+argila caulinítica (representativo do material lamoso em desastres naturais), confeccionado com uma concentração em volume de 25% e caracterizado reologicamente pelo modelo de Herschel Bulkley. A aferição da superfície livre foi realizada através de sistema não-intrusivo (transdutor ultrassônico), que se mostrou eficiente para aferição de ondas de pequenas amplitudes. Os resultados desses ensaios foram confrontados com modelos matemáticos/numéricos e uma análise sobre alterações das propriedades reológicas do fluido durante o escoamento, sobretudo, da tensão limite de escoamento, é realizada, mostrando a importância de um controle rigoroso da reologia do fluido, para uma boa avaliação da dinâmica de escoamentos lamosos com presença de *roll waves*.

ABSTRACT:

This article has as main objective to verify experimentally the presence of instabilities in the free surface of mudflows, in channel with length of 10 meters. These flows, when under favorable conditions of discharge, inclination and perturbation, can constitute a domain favorable to the generation of roll waves, instabilities with periodic characteristic, that propagates with lengths and amplitudes well defined when it reaches the stability. The fluid used in the tests was water + kaolinitic clay (representative of the mudflows in natural disasters), made with a volume concentration of 25% and characterized rheologically by the model of Herschel Bulkley. The free surface was measured by a non-intrusive system (ultrasonic transducer), which proved to be efficient for measuring small amplitude waves. The results of these tests were compared with mathematical / numerical models and an analysis of changes in the rheological properties of the fluid during the flow, especially of the yield stress, is carried out, showing the importance of a rigorous control of the fluid rheology, for a good evaluation of the dynamics of mudflows with the presence of *roll waves*.

PALAVRAS CHAVES: Roll waves, Escoamentos lamosos, Fluido de Herschel Bulkley.

INTRODUÇÃO

A ocorrência de instabilidades em escoamentos é de grande interesse no ramo das engenharias com finalidades industriais ou ambientais. Quando se trata de escoamentos de fluidos altamente viscosos, sejam com propriedades newtonianas ou não-newtonianas, como o caso dos escoamentos lamosos, estes exigem mais atenção, pois as propriedades do fluido influenciam na dinâmica do escoamento. Sabe-se que neste tipo de escoamento, em condições favoráveis, instabilidades denominadas roll waves podem surgir (Ng e Mei, 1994, Coussot, 1994, Maciel et al, 2013).

O surgimento destas ondas é proveniente de perturbações no escoamento que, conforme análises matemáticas e numéricas realizadas por Ferreira (2013) e Maciel et al. (2013), mostram que além da condição de geometria do canal e dinâmica do escoamento, existe um domínio de frequências de perturbação ou frequência limite (também dependente das propriedades reológicas do fluido), aquém da qual eventuais perturbações presentes no escoamento evoluem na direção das roll waves. Roll waves em fluidos newtonianos (como a água) se propagam com velocidades elevadas, já em fluidos não-newtonianos, com velocidades mais moderadas, como ondas longas e de grandes amplitudes, com capacidade de submersão (ou engolimento) pronunciada, o que pode potencializar os danos causados quando presentes em deslizamentos de terra ou corridas de lamas. É importante destacar que o tratamento da natureza de fluidos presentes neste tipo de evento exige cuidado, pois há necessidade de se identificar e qualificar a parcela sólida da mistura e a própria mistura (coesiva/não coesiva, por exemplo) assim como, e sobre tudo, quantificar as correlações existentes entre tensões aplicadas no escoamento com as taxas de deformação decorrentes, ou seja, a reologia do material em escoamento, que apresenta certa complexidade. Matematicamente, as principais características das roll waves, tais como, comprimento, amplitude e velocidade de propagação têm sido estimadas tanto para fluidos newtonianos quanto não-newtonianos. Em se tratando de aferições de roll waves em escoamentos de fluidos não-newtonianos, ensaios têm sido realizados para fluidos binghamianos (Tamburrino e Lhle, 2013; Aranda et al. 2016), no entanto, os dados experimentais, ainda são escassos, quando comparado a tentativas de simulações numéricas.

Neste contexto, o grupo RMVP - Reologia de Materiais Viscosos e Viscoplásticos da Unesp de Ilha Solteira tem trabalhado tanto com fluidos newtonianos altamente viscosos, como por exemplo, aferição de roll waves em glicerina pura, utilizada por Fiorot (2012), quanto com fluidos não-newtonianos (Maciel 2017).

Em casos não-newtonianos, trabalhos têm sido desenvolvidos com fluidos representados pelo modelo reológico de Herschel Bulkley. Maciel et al (2009), utilizando concentrações argilosas, realizaram testes para diferentes concentrações em volume (C_v)e observaram que para $5\% < C_v < 25\%$ a mistura é caracterizada como fluido de Herschel Bulkley. Minussi et al (2012) utilizaram o gel de carbopol 940 como material representativo (reometricamente) de lama em trabalhos experimentais e numéricos de ruptura de barragem e caracterizaram a solução também como do tipo Herschel Bulkley. Recentemente, as *roll waves* foram aferidas utilizando como fluido teste o gel de Carbopol (Maciel et al., 2017) em uma rampa com 3 metros de comprimento. A aquisição das instabilidades geradas foi feita por sensores não intrusivos (ultrassom), o que se mostrou necessário devido à pequena lâmina (filmes finos) produzida. Através deste aparato experimental, com o canal em condições favoráveis, foi possível verificar a presença do fenômeno e a boa concordância entre as perturbações impostas e as instabilidades geradas.

Pensando na temática de riscos e catástrofes naturais, ensaio experimental, inicialmente com solução argilosa, é proposto neste trabalho. Propõe-se, assim, aferir a superfície livre de uma mistura de água+argila caulinítica em condição favorável de geração e propagação de *roll waves* em um canal de seção retangular de 10 metros de comprimento, utilizando-se sensores ultrassônicos, e tendo como fonte de perturbação um fluxo de ar emitido por um alto-falante, locado a montante do escoamento. O resultado deste ensaio é confrontado com modelo matemático/numérico, e uma análise de sensibilidade das propriedades reológicas do fluido escoante é realizada.

METODOLOGIA

Para verificar a geração e propagação de instabilidades, o escoamento deve evoluir em condições favoráveis de geometria e dinâmica (Ferreira, 2013), e uma perturbação deve ser imposta ao mesmo. Neste trabalho a imposição da perturbação é realizada através da associação de um gerador de sinais, amplificador e alto-falante que emite uma lâmina de ar ao abrir e fechar de uma membrana interna do próprio alto-falante, perturbando o escoamento de forma controlada. Para aferir a amplitude dessas instabilidades é utilizado ultrassom em modo pulso eco, conforme detalhado em Cunha (2013).

O aparato experimental é constituído de equipamentos necessários para a caracterização reométrica e para os ensaios do escoamento em canal (Figura 1). Para o ensaio reométrico é utilizado o reômetro R/S Brookfield do tipo cilindros coaxiais, equipamento que pode ser utilizado de duas formas de trabalho: controlando a tensão de cisalhamento e medindo a taxa de deformação (CSS – controlled shear stress) ou controlando a taxa de deformação e medindo a tensão de cisalhamento (CSR – controlled shear rate).

O canal onde ocorre o escoamento do fluido teste foi confeccionado de forma que se pudesse incliná-lo até 30 graus. O fluido circula no canal através de um sistema fechado, impulsionado por uma bomba de descolamento positivo WEATHERFORD modelo HF-80L, com pressão de recalque de 6 kgf/cm², própria para fluidos de elevada viscosidade (hiperconcentrados, lamosos), com vazão constante, regulada por um inversor de frequência WEG modelo CW09.

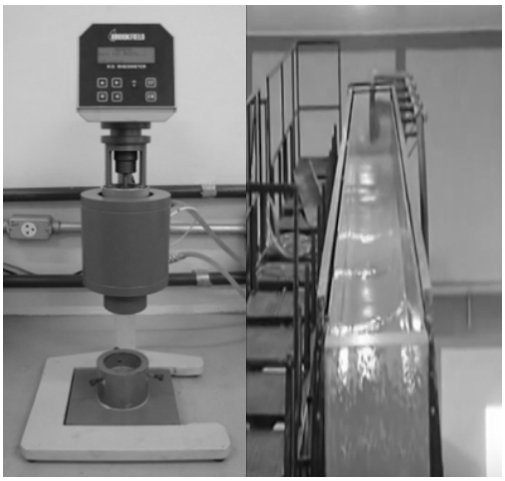


Figura 1.- Reômetro R/S Brookfield e Canal de Escoamento.

Neste trabalho o fluido teste (mistura água+argila caulinítica) foi confeccionado e caracterizado para uma concentração em volume Cv de 25%. Com as análises reológicas feitas, pôde-se observar que o fluido teste apresentava comportamento pseudoplástico ($n < 1$), ou seja, a viscosidade aparente do fluido diminui com o aumento da taxa de deformação. Os ensaios reométricos apontaram para um fluido de características de Herschel Bulkley (Eq. 1), sendo os parâmetros dados por:$K_n = 0.72[Pa.s^n]$, $\tau_c = 4.13\ [Pa]$, $n = 0.352$ com massa específica $\rho = 1300\ [kg/m^3]$.

$$\begin{cases} \tau = \tau_c + K_n \left(\frac{\partial u}{\partial z}\right)^n, \tau > \tau_c \\ \frac{\partial u}{\partial z} = 0, \qquad\qquad \tau < \tau_c \end{cases} \qquad [1]$$

Com: τ a tensão de cisalhamento, $\partial u/\partial z$ o gradiente de velocidade ou taxa de deformação, τ_c a tensão limite de escoamento ou crítica, K_n o índice de consistência do fluido e n o índice de escoamento do fluido.

Como as propriedades reológicas são fundamentais na dinâmica do escoamento de fluidos não-newtonianos, destaca-se que, para a determinação dos parâmetros reológicos, utilizou-se também um segundo método, a partir da velocidade superficial experimental do escoamento em regime uniforme. O modelo matemático para a velocidade superficial é o mesmo utilizado por Maciel *et al.(*2017) para escoamento de gel de carbopol, dado por:

$$u_s = \frac{n}{n+1}\left(\frac{\rho g sin(\theta) {z_0}^{(n+1)}}{k_n}\right)^{\frac{1}{n}} \qquad [2]$$

Sendo:

$$z_0 = h_0 - \frac{\tau_c}{h_0 \rho g sin(\theta)} \qquad [3]$$

A velocidade média do escoamento em regime uniforme é calculada por:

$$\bar{u} = u_s\left(\frac{n+1+nC^*}{2n+1}\right) \qquad [4]$$

Sendo:

$$C^* = \frac{\tau_c}{h_0 \rho g sin(\theta)} \qquad [5]$$

A partir desse método pode-se estimar as propriedades reológicas do fluido de Herschel Bulkley, calcular a velocidade média do escoamento e os adimensionais característicos: Froude e Reynolds.

Procedimentos Experimentais

Os experimentos foram realizados em uma temperatura ambiente de 30ºC. Nos ensaios determinaram-se as propriedades do escoamento do fluido não Newtoniano (Herschel-Bulkley) em regime uniforme, quais sejam: lâmina uniforme (h_0) (via ultrassom) e velocidade superficial (u_s) (via flutuadores).

A velocidade superficial foi determinada através da média de 10 aferições, com duas estações fixas e cronometragem do tempo de viagem de um flutuador na superfície livre. Como se trata de escoamento de pequena profundidade, a vazão foi determinada pelo método cinemático, através da velocidade superficial aferida.

As incertezas das medidas foram estimadas, levando-se em consideração a precisão dos instrumentos utilizados (cronômetro e ultrasson).

Tabela 1.- Precisão dos instrumentos e incertezas das medidas.

Instrumento	**Grandeza medida**	**Precisão**
Cronômetro	Tempo (s)	± 0.2
Ultrassom	Distância (mm)	± 0.3
Propriedades do Escoamento		**Incertezas**
Velocidade Superficial (m/s)	1,12	$\pm 15{,}1\%$
Vazão	0,00189	$\pm 16{,}4\%$

Feitas as aferições do escoamento uniforme, os ensaios com a presença de *roll waves* foram realizados.

RESULTADOS

Os ensaios foram realizados com o canal inclinado em 6,2º. Para a bomba com rotação de 400 rpm, a vazão medida foi de $1{,}89\ l/s$.

Inicialmente mediu-se a lâmina do escoamento em regime uniforme (h_0), em seguida o escoamento foi perturbado e a aferição de roll waves foi realizada a 8,34 m da perturbação, de forma a garantir a aferição de *roll wave* em sua forma estável, em amplitude e comprimento.

Os resultados apresentados neste artigo foram obtidos para uma frequência de perturbação (f) de 1,5 Hz, com intensidade de 100% da potência total do amplificador, ou seja, na capacidade máxima do amplificador..

O filtro dos resultados experimentais foi implementado a partir do cálculo da onda média de 1,5 Hz. Dessa forma, uma boa parte dos ruídos de alta frequência foram eliminados. Como critério de parada do filtro utilizou-se um erro menor do que 5%, evitando a perda de informações relacionadas à amplitude da onda. Na Figura 2 é mostrado o perfil *das rollwaves* e também o seu espectro.

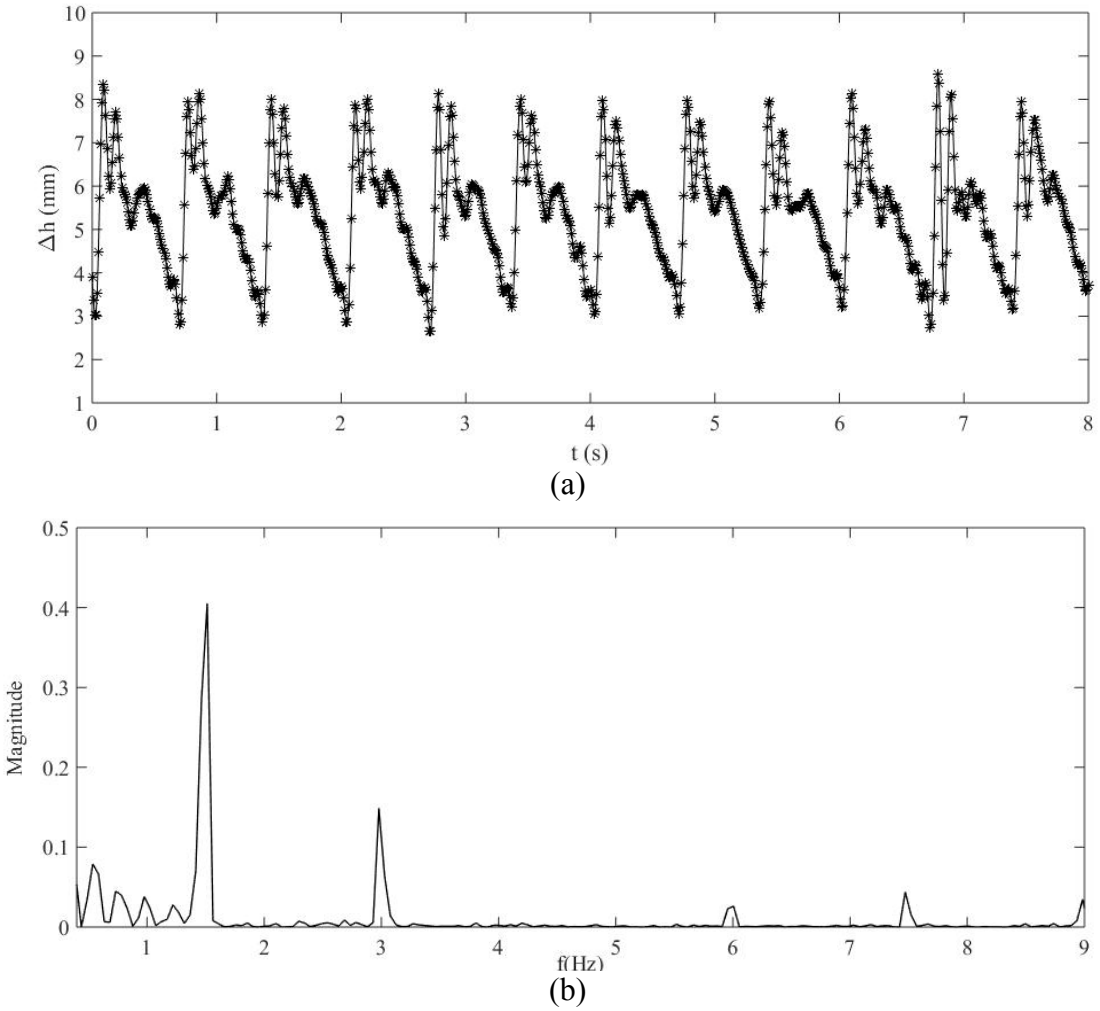


Figura 2.- (a) Perfil das Roll Waves, (b) Espectro de onda.

Através da Figura 2 pode-se observar que as ondas obtidas apresentam características de *roll waves*, ondas bem íngremes, com formas mais verticalizadas, com períodos (comprimentos) e amplitudes bem definidas, típicas ondas de choque, em conformidade com os resultados observados por Maciel *et al* (2017) em experimentos com gel de carbopol, fluido também do tipo Herschel Bulkley. Destaca-se também que a crista da onda apresenta uma perda de informações no sistema de aferição, oque pode alterar significativamente a amplitude dessas ondas.

Estimativas do Modelo Matemático 1D

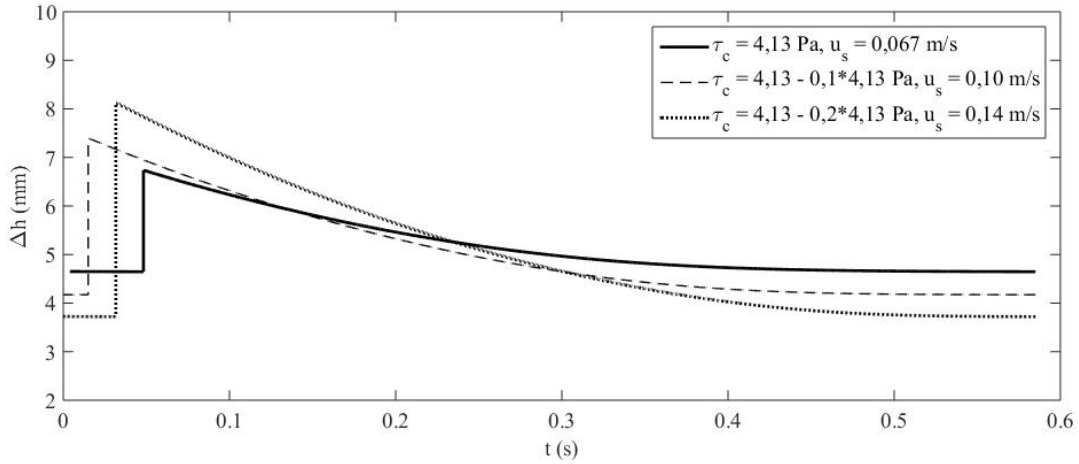
Este item mostra o perfil da*roll wave,* utilizando um modelo matemático (1D) estabelecido a partir das equações de águas rasas e ajustado, ao nível do choque, por condições de Rankine Hugoniot da dinâmica dos gases, mesmo modelo utilizado por Maciel *et al* (2017) para simular *roll waves* em gel de carbopol. Os resultados do modelo matemático foram obtidos a partir de simulações numéricas utilizando o software Matlab.

O modelo 1D exige como parâmetros de entrada a inclinação do canal(θ), as propriedades reológicas do fluido($n,\ k_n,\ \tau_c$), a lâmina do escoamento uniforme (h_o)e o número de Froude(Fr) que, por sua vez, depende da velocidade média do escoamento (Eq 2). Esse modelo fornece como parâmetros de saída: amplitude da *roll waves* (Δh), velocidade de propagação (U), período (T) e comprimento de onda (λ).

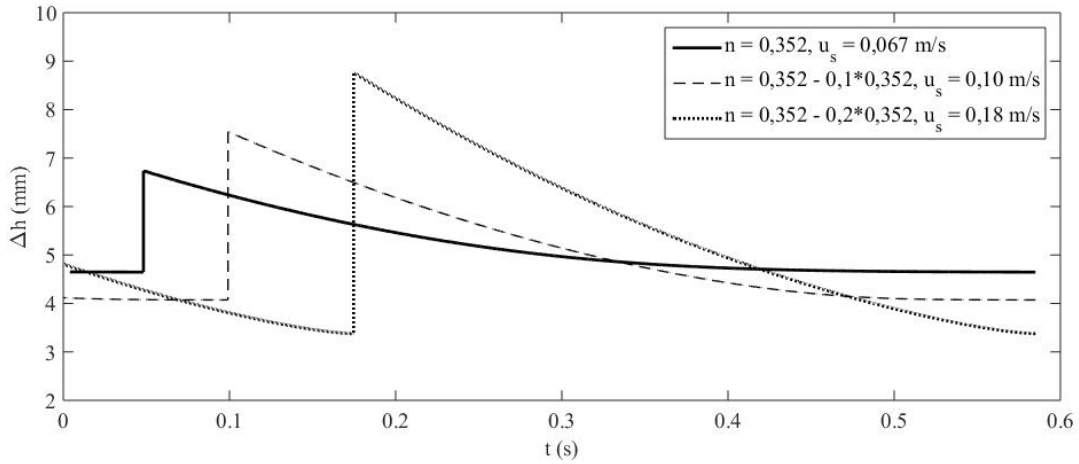
Influência das Propriedades Reológicas no Perfil das Roll Waves

Sabe-se que a dinâmica dos escoamentos de fluidos não-newtonianos está fortemente atrelada às propriedades reológicas dos fluidos. Dependendo do fluido, tais propiedades podem sofrer alterações no processo de bombeamento e escoamento. Nesse sentido, as simulações foram realizadas utilizando-se como parâmetros de entrada: a profundidade do escoamento uniforme $h_o = 0{,}0056\ m$, as propriedades reológicas do fluido e a velocidade média calculada através da Eq. 2.

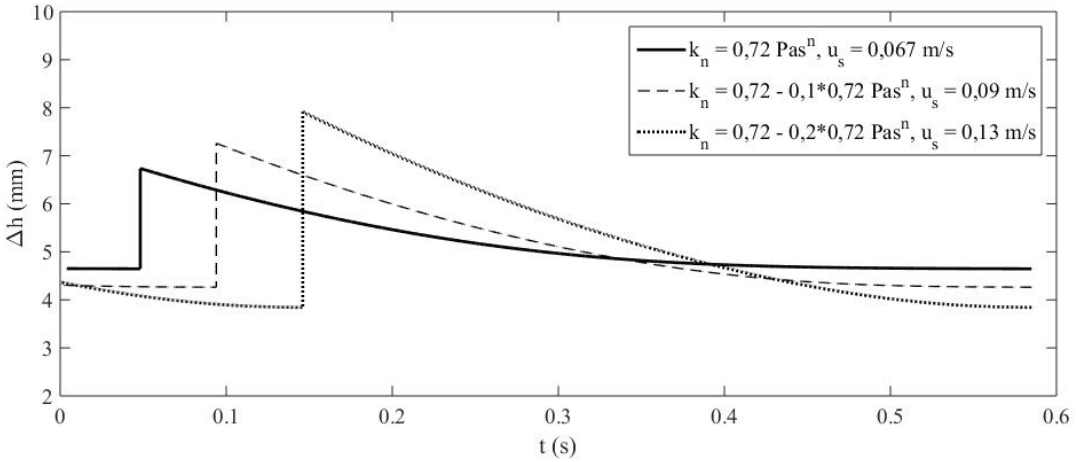
Na Figura 3 é mostrada uma análise de sensibilidade dos parâmetros reológicos em relação à amplitude e período das *roll waves*.



(a) $n = 0{,}352$ e $k_n = 0{,}72\ Pas^n$



(b) $k_n = 0{,}72$ e $\tau_c = 4{,}13\ Pa$



(c) $n = 0{,}352$ e $\tau_c = 4{,}13\ Pa$

Figura 3.- Análise de sensibilidade dos parâmetros reológicos em relação à amplitude e período das roll waves.

Através da Figura 3 pode-se observar que a diminuição do índice de escoamento(n) provocou um aumento na amplitude e no período das ondas, o mesmo comportamento é observado com a diminuição do índice de consistencia(k_n). Já a diminuição da tensão límite de escoamento(τ_c) provocou um aumento na amplitude das ondas, mas não segue o mesmo comportamento em relação ao período, pois com a diminuição em 10% da tensão limite, tem-se maior período do que com a diminuição de 20%.Vale ressaltar que a tensão limite de escoamento é um dos parâmetros reológicos de maior complexidade na aferição (Moller, 2006).

Destaca-se também que nessas simulações, a velocidade superficial do escoamento uniforme está muito abaixo da velocidade superficial medida, conforme apresentado nas legendas da Figura 3. O que indica uma possível alteração das propriedades reológicas no processo experimental.

Destaca-se que o índice de escoamento é um parâmetro de pouca variação; Coussot (1994) estabeleceu como índice de escoamento ($n = 1/3$) em ensaios com concentrações argilosas de 20,5% a 26,5%

- **Comparação: Resultado Experimental x Modelo Matemático 1D**

Para realizar a confrontação entre os resultados experimentais e o Modelo Matemático 1D, buscou-se avaliar as propriedades reológicas que atendam a velocidade superficial aferida: $u_s = 1{,}12\mathrm{m/s} \pm 15\%$, através da Equação 2. Estabelecidas as propriedades reológicas, as simulações foram realizadas, o número de Froude do escoamento (Fr) e as principais propriedades das *roll waves* foram determinadas, tais como, amplitude (Δh), comprimento (λ), velocidade de propagação (U) e período (T).

A Figura 4 mostra a comparação entre os resultados simulados, com modificação apenas na tensão limite de escoamento ($\tau_c = 0\ e\ \tau_c = 0{,}41\ Pa$) e o resultado experimental. A Tabela 2 mostra as comparações.

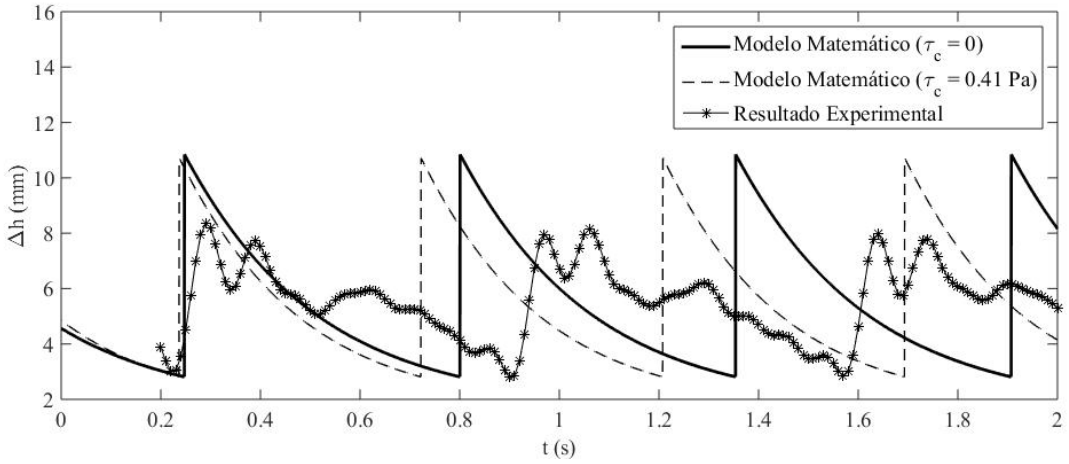


Figura 4.- Comparação dos resultados experimental e do Modelo Matemático (Maciel et al, 2013) com variação da tensão limite de escoamento (τ_c) e $K_n = 0{,}72\ [Pa.s^n]$, $n = 0{,}6$, $\rho = 1300\ [kg/m^3]$.

A Tabela 2 mostra as comparações quantitativas referentes à Figura 4.

Tabela 2.- Comparação dos resultados experimental e do Modelo Matemático (Maciel et al, 2013) com variação da tensão limite de escoamento (τ_c) referente à Figura 3, com $K_n = 0{,}72\ [Pa.s^n]$, $n = 0{,}6$, $\rho = 1300\ [kg/m^3]$.

		Comparação 1		**Comparação 2**	
Propriedades do Escoamento e da Roll Wave	**Resultado Experimental**	**Simulação $1\tau_c = 0$**	**Erro (%)**	**Simulação 2 $\tau_c = 0,41\ Pa$**	**Erro (%)**
$u_s(m/s)$	1,12	1,25	11,6	1.01	9,8
$U(m/s)$	-	1,5	-	1,27	-
$\Delta h\ (m)$	0,0059	0,008	35,5	0,0079	33,9
$\lambda\ (m)$	-	0,84	-	0,61	-
$T(s)$	0,67	0,57	13	0,48	27,2
Fr	4,80	4,23	11,8	3,48	27,5

Com essas simulações pôde-se observar que três criterios para geração de *roll waves* foram verificados. Os números de Froude do escoamento uniforme (4,23 e 3,48) são superiores ao número de Froude mínimo $(Fr > Fr_{min})$ necessário para geração de roll waves (Maciel et al. 2013); nas simulações 1 e 2, os números de Froude mínimo são de 0,27 e 0,25, respectivamente.

Além disso, a frequência de perturbação aplicada ao escoamento foi de 1,5 Hz, o que é inferior à frequência de corte $(f < f_c)$determinada nas simulações 1 e 2, como sendo de *13,8* e *11,0Hz,* respectivamente, conforme o critério estabelecido por Ferreira *et al.* (2014). Quanto aos números de Montuori (1963), que estão associados ao comprimento mínimo de canal para a estabilização das *roll waves* no contexto de fluidos não Newtonianos (Di Cristo *et al.* 2013), estes foram calculados nas simulações 1 e 2 como 79,7 e 73,5, respectivamente, o que é inferior ao número de Montuori mínimo $(M_{min} = 376)$ para estabilização de *roll waves*.

Pode-se observar também, através da Tabela 2 que a velocidade superficial do escoamento, tanto na simulação 1 quanto na simulação 2 está na faixa de erro da velocidade superficial medida $1{,}12 \pm 15\%$.

Em relação à amplitude das *roll waves*, observam-se erros elevados $(35{,}5\%\ e\ 33{,}9\%)$, principalmente quando comparados aos erros obtidos por Maciel *et al* (2017), utilizando o mesmo modelo matemático para comparar com resultados experimentais de *roll waves* em gel de carbopol, os autores obtiveram um erro máximo de 10% tanto para a amplitude quanto para o período da onda.

Vale ressaltar que, nesse nesse experimento, o efeito que aparece na crista da onda pode ter alterado sua amplitude.

Quanto ao período de onda, a simulação 1 apresenta um erro consideravelmente inferior à simulação 2 (13% *e* 27,2%).

Quanto à velocidade de propagação e comprimento das *roll waves*, essas não foram aferidas, mas podem ser estimadas através do modelo matemático e se mostram bastante sensíveis ao efeito da tensão limite de escoamento.

Com as simulações realizadas, pode-se observar que, de fato, houve alterações na reologia do fluido no processo experimental, principalmente na tensão limite de escoamento, parâmetro difícil de ser medido (Moller 2006). Esse resultado mostra que, com a redução da tensão limite de escoamento, as *roll waves* simuladas se aproximam das medidas experimentais.

DISCUSSÕES

O aparato experimental constituído apresenta-se como uma boa ferramenta para simulação de *roll waves* em laboratório, possibilitando ensaios em diversos cenários (diferentes números de Froude, Reynolds, parâmetros reológicos, etc.), e por se tratar de um canal mais longo (10m) do que o utilizado pelo grupo de pesquisa para gerar *roll waves* em gel de carbopol (3m), há um aumento no domínio de geração de *roll* waves, possibilitando a geração de ondas em menores frequências e mais longas. *Roll waves* em regime permanente foram visualizadas com sucesso, conforme mostra o resultado aqui apresentado. As *roll waves* medidas apresentavam frequência fundamental idêntica à da perturbação aplicada a montante do escoamento, o que confirma resultados teóricos e numéricos da literatura (Kranenburg, 1992). Quando comparadas com modelo matemático (1D) estabelecido por Maciel *et al* (2013), pode-se observar uma boa concordância (relativa) no que diz respeito ao perfil das típicas ondas de choque.

O sistema de aquisição ultrassônico utilizado nos ensaios mostrou-se capaz de aferir medidas de ondas de forma não-intrusiva e de amplitudes diminutas (< 6 mm), apesar da provável perda de informações na crista da onda. Este efeito, ainda precisa ser melhor investigado com um vasto número de ensaios.

Quanto à dinâmica do escoamento de fluidos não-newtonianos e as propriedades das *roll waves,* este artigo confirma a importância de se realizar ensaios reométricos contínuos durante toda a bateria de ensaios, o que permite verificar a permanência das boas condições reológicas do fluido teste e os eventuais efeitos sobres as propriedades de *roll waves* e de sua evolução tempo-espacial, quando estes são alterados. Além disso, estimar as propriedades reológicas do fluido escoante, utilizando como principal parâmetro a velocidade superficial do escoamento, desponta como uma metodologia promissora, uma vez que as propriedades reológicas podem se alterar no processo experimental (sobretudo, a tensão limite de escoamento). Além disso, a velocidade superficial é uma propriedade que não apresenta grandes dificuldades na aferição, no entanto, é necessário que o método de aferição seja aprimorado nos próximos experimentos, de forma a diminuir o erro.

Do ponto de vista de engenharia, essas análises nos mostram a importância da inclusão da reologia do fluido em modelos de previsão, já que no Brasil grande parte dos acidentes (deslizamentos) ocorridos, seja após chuvas intensas, caso da região serrana do Rio de Janeiro, 2011 (AMPERJ, 2011), como em ruptura de barragens de rejeitos, ocorrido na cidade de Mariana, 2015 (IBAMA, 2015), resultam em escoamentos lamosos não- newtonianos.

Por fim, salienta-se que outros ensaios serão realizados, com diferentes concentrações de argila, com o intuito de melhor investigar a influência da reologia na dinâmica de escoamentos lamosos, bem como a confrontação dos resultados experimentais com modelos matemático/numérico.

AGRADECIMENTOS

À FAPESP pelo Auxilio Regular à Pesquisa 2015/25518-8.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aranda, A., Amigo, N., Ihle, C., and Tamburrino, A. (2016). "Digital image correlation applied to the calculation of the out-of-plane deformation induced by the formation of roll waves in a non-Newtonianfluid." Opt. Eng., 55(6), 064101.

Cunha, E. F(2013). *Implementação de aparato experimental para medição de instabilidades tipo roll waves em fluidos não-newtonianos*. 109 f. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista- Unesp, Ilha Solteira.

Coussot, P. (1994). **"**Steady, laminar, flow of concentrated mud suspensions in open channel". *Journal of Hydraulic Engineering*, New York, v. 32, n. 4, p. 535–559.

Fiorot, G. H (2012).*Mitigação de riscos e catástrofes naturais: análise numérico-experimental de roll waves evoluindo em canais inclinados.* 187 f. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista- Unesp, Ilha Solteira.

DI CRISTO, C.; IERVOLINO, M.; VACCA, **A**.(2013) "On the applicability of minimum channel length criterion for roll-waves in mud-flows". *J. Hydrol.Hydromech*, Italy, v. 61, 4, p. 286–292.

Ferreira, F. O (2013). *Estabilidade e controle dinâmico de roll waves,* 204 f. Tese (Doutorado) - Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista- Unesp, Ilha Solteira.

Graeff, O.; Valverde, Y. Instituto superior do ministério público (AMPERJ): "diagnostico sobre eventos naturais extremos ocorridos no vale do Cuiabá". *EMBRAERO LTDA*. 2011

Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis (IBAMA): "Laudo Técnico Preliminar: Impactos ambientais decorrentes do desastre envolvendo o rompimento da barragem de Fundão, em Mariana, Minas Gerais. In: Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis" Minas Gerais, 2015

Kranenburg, C. (1992) "On the evolution of *roll waves*." *Journal of Fluid Mechanics*, Delft, v. 245, p. 249-261.

Leite, L. O. B (2009). *Determinação física e numérica de corridas de lama em escoamentos resultantes de ruptura de barreira retendo material viscoplástico,*185 f. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira.

Lachamp, P (2003).*Modélisation numérique de l'effet d'un obstacle sur les écoulements de fluides à seuil par la méthode SPH,*231 f. Tese (Doutorado) - Université Joseph Fourier-Grenoble 1, Grenoble.

Maciel G. F.; Santos H. K.; Ferreira F. O. (2009). "Rheological analysis of water clay compositions in order to investigate mudflows developing in canals". *J. of the Braz. Soc. of Mech. Sci. & Eng*., Rio de Janeiro, v. 31, n. 1, p. 64-74.

Maciel G. F.; Ferreira F. O.; Fiorot, G. H. (2013**).** "Control of instabilities in non-newtonian free surface fluid flows".J. of the Braz. Soc. of Mech. Sci. & Eng., Rio de Janeiro, v. 35, n. 3, p. 217 – 229.

Maciel, G. F. ; Ferreira, F. O. ; Cunha, E. F. ; Fiorot,G.H. (2017)."Experimental Apparatus for Roll Wave MeasurementsandComparisonwith a 1D MathematicalModel". *JournalofHydraulicEngineering,* v. 143, p. 04017046-1-04017046-10.

Minussi, R. B.; Maciel, G. F.(2012). "Numerical experimental comparison of dam break flows with non-Newtonian fluids". *Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering*, v. 34, p. 167-178.

Moeller, P.C.; Mewis, J.; Bonn D. (2006). "Yield stress and thixotropy: on the difficulty of measuring yiels stresses in practice". *Soft Matter* 2, p. 274-283

MONTUORI, C.(1963)." Discussion: stability aspect of flow in open channels*". Journal of the Hydraulics Division*, New York, v. 89, p. 264–273.

Ng, C. O.; Mei C. C. (1994).**"**Roll waves on a layer of fluid mud modelled as a power law fluid". *Journal of Fluid Mechanics*. Cambridge, v. 263, p. 151-184.

Tamburrino, A., and Ihle, C. F. (2013)."*Roll wave* appearance in bentonite 534 suspensions flowing down inclined planes." *J. Hydraul. Res*., 51(3), 535 330–335.

IAHR **AIIH**

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

PRÉ-PROJETO DE UM REÔMETRO ROTACIONAL PARA USO EM REJEITOS DE MINERAÇÃO

Stênio Augusto de Souza Coelho[1], Aloysio Portugal Maia Saliba[2], Marco Túlio Corrêa de Faria[3], Leirisson Patrick Santos[4], Lívia Jacobini[5]

[1]Departamento de Engenharia Mecânica da UFMG, Brasil, tungs@ufmg.br
[2]Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos UFMG, Brasil, asaliba@ehr.ufmg.br
[3]Departamento de Engenharia Mecânica da UFMG, Brasil, mtfaria.ufmg@gmail.com
[4]Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica da UFMG, Brasil, l.patricksantos@gmail.com
[5]Programa de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos (SMARH) da UFMG, Brasil, livia.jacobini@gmail.com

RESUMO:

A caracterização reológica de rejeitos de mineração é a etapa primordial para o seu manejo de forma segura e eficiente. Parâmetros descritivos desses rejeitos, tal como a viscosidade, devem ser estimados com boa precisão em diferentes condições de mineração. Entretanto, os instrumentos disponíveis para medição da viscosidade de diferentes rejeitos de mineração possuem um custo muito elevado. No intuito de se desenvolver um reômetro simples e de baixo custo, capaz de estimar a viscosidade de rejeitos típicos de mineração em Minas Gerais, esse trabalho descreve todas as etapas de projeto preliminar de um reômetro rotacional baseado em quatro elementos principais que compõem o instrumento, que são: subsistema dos corpos de medição, subsistema de medição, subsistema do princípio de funcionamento, subsistema estrutural.

ABSTRACT:

The rheological characterization of mining tailings is the primary step for its safe and efficient management. Descriptive parameters of these wastes, such as viscosity, should be estimated with good accuracy under different mining conditions. However, the instruments available for measuring the viscosity of different mining tailings have a very high cost. In order to develop a simple and low cost rheometer capable of estimating the viscosity of typical mining tailings in Minas Gerais, this work describes all the preliminary design steps of a rotational rheometer based on four main elements: subsystem of measurement bodies, measurement subsystem, subsystem of operating principle, structural subsystem.

PALAVRAS CHAVES: *pré-projeto, reômetro rotacional e fluidos não-newtonianos.*

INTRODUÇÃO

A dificuldade para determinar o coeficiente de viscosidade dinâmica de fluidos não-newtonianos ou fluidos complexos é um grande empecilho para o desenvolvimento de pesquisas científicas, processos de fabricação de máquinas e equipamentos, processos de produção mineral, petrolífera, entre outros. Aliada à dificuldade técnica, junta-se o alto custo associado à obtenção do instrumento de medição, conhecido como reômetro, responsável por determinar as propriedades reológicas desses fluidos.

O reômetro é um instrumento concebido para determinar características reológicas de fluidos quando solicitados por esforços. Como exemplo, cita-se a lei da viscosidade de Newton, aplicada a fluidos denominados Newtonianos como, por exemplo, a água pura. Nesse caso, a tensão tangencial (τ) é diretamente proporcional à deformação ou taxa de cisalhamento do fluido (dV/dx), qual seja:

$$\tau = \mu \frac{dV}{dx} \qquad [1]$$

Na qual V é a velocidade de escoamento (m/s) na direção x de escoamento e μ é a viscosidade dinâmica (Pa.s) do fluido.

Diversos fluidos se comportam de maneira distinta dos fluidos Newtonianos, como ocorre no caso dos rejeitos à medida que em que se aumenta a concentração de sólidos na polpa. Neste caso, modelos reológicos distintos podem ser necessários, tais como o modelo Bingham plástico, em que o escoamento precisa vencer uma tensão de escoamento limite para iniciar o movimento:

$$\tau = \tau_0 + \mu \frac{dV}{dx} \qquad [2]$$

Na qual τ_0 é a tensão de cisalhamento limite para o escoamento ou tensão de escoamento (y*ield stress*, Pa).

O reômetro permite determinar as características do fluido, quais sejam os valores da tensão de escoamento e da viscosidade, que serão utilizadas em simulações numéricas de escoamento desse fluido, tais como os estudos de ruptura de barragens (*dam break*).

Vale a pena salientar que, no Brasil, nas atividades de mineração existem cerca de 8.870 empresas movimentando uma economia significativa do PIB brasileiro (IBRAM, 2011). A proposição de soluções adequadas aos problemas associados ao tratamento de rejeitos de minérios é uma grande motivação para o desenvolvimento de instrumento de medição eficaz e de baixo custo.

Para tanto, o presente trabalho descreve as etapas de pré-projeto de um reômetro rotacional, capaz de analisar fluidos não-newtonianos, concebido com o objetivo de estimar o coeficiente de viscosidade dinâmica da amostra desses fluidos a baixo custo. Uma revisão simples de tipos de reômetros existentes para identificação de rejeitos de minérios e a descrição de algumas análises do campo de velocidades de fluidos e dos aspectos construtivos do reômetro proposto fazem parte desse trabalho.

Esse equipamento metrológico é composto por diversos subsistemas e cada um dessses cumpre um papel importante no funcionamento do reômetro. Assim, de maneira sucinta tem-se que os subsistemas principais, responsáveis por tornar o instrumento de medição funcional, são denominados subsistema dos corpos de medição, subsistema de medição, subsistema de acionamento e subsistema estrutural, que estão mostrados esquematicamente na Figura 1.

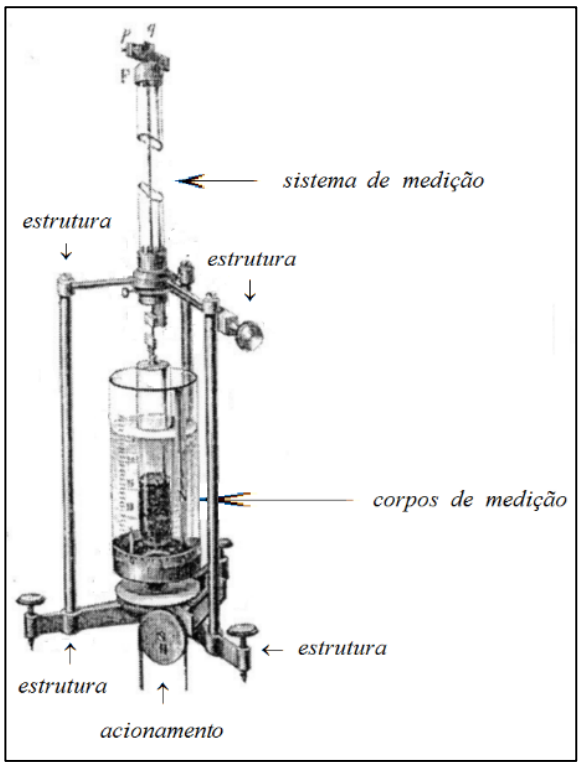


Figura 1.- Desenho de um aparato de cilíndros concêntricos usado para medir viscosidade de líquidos (Schwedoff, 1889).

METODOLOGIA

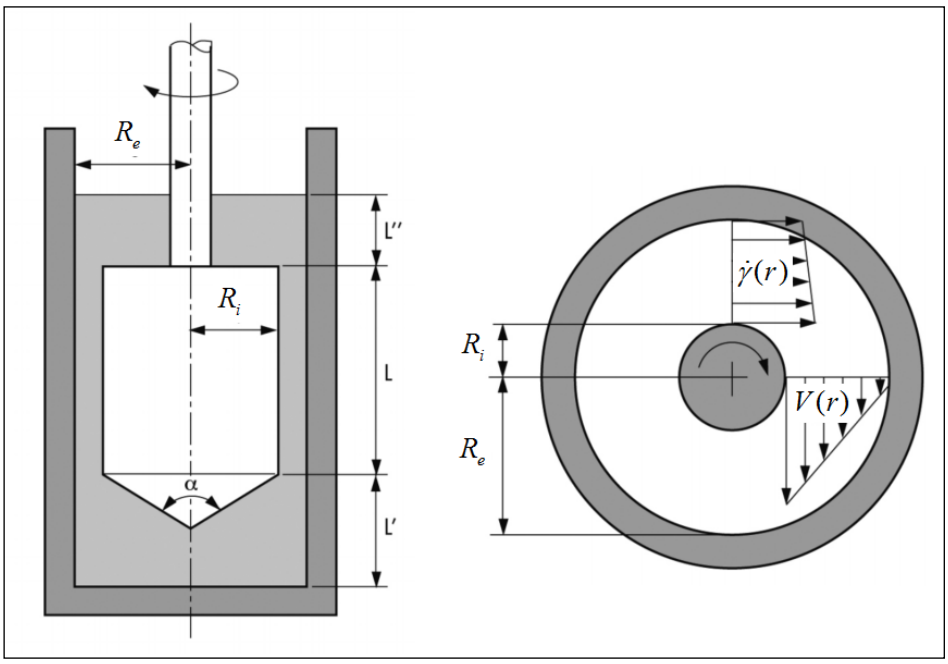
O pré-projeto do reômetro rotacional proposto foi subdividido em subsistemas visando abranger de maneira integral todo o sistema de medição a ser fabricado: subsistema dos corpos de medição, subsistema de medição, subsistema da estrutura e subsistema de acionamento.

Visando produzir um equipamento a baixo custo e que forneça resultados com um grau de extatidão e precisão, foi desenvolvido um pré-projeto em etapas metodológicas segundo a espiral de desenvolvimento de projetos mecânicos proposta por Ullman (2010), pela sequência de etapas de acompanhamento de projetos apresentada por Back (1983) e pela visão holística do processo através gestão de projetos apresentada por Carvalho e Rabechini (2011).

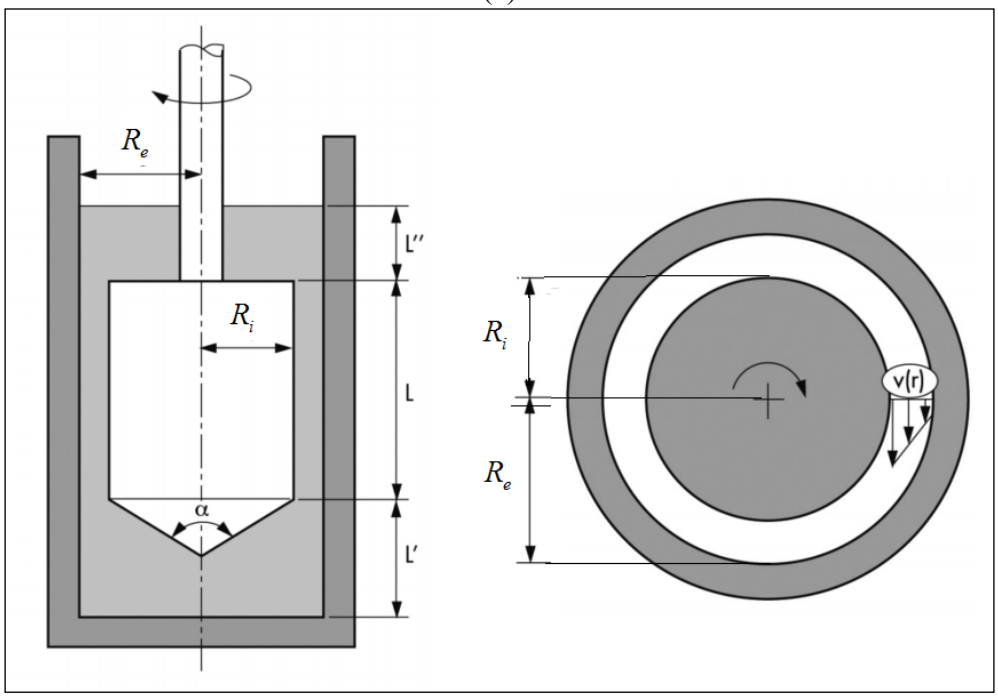
O subsistema dos corpos de medição foram estudados em prol de escolher a melhor composição corpo atuador, superfícies que estarão em contato com a amostra a ser caracterizada, dado a grande quantidade de corpos disponíveis para realizar tal função. Ribeiro (2015) apresenta que viscosímetro coaxial de palhetas, semelhante ao reômetro coaxial de cilíndros concêntricos, apresenta resultados mais precisos na medição de parâmetros reológios para a polpa de rejeitos com baixas concentrações, quando estes foram comparados com os resultados dos ensaios de caracterização obtidos em testes de slump, mini-vane e flume.

Em consonância com os bons resultados obtidos pela medição reológica de fluidos complexos, através da construção básica de cilindros concêntricos modificados por Ribeiro (2015) e Bryant (1983), efetua-se uma breve descrição de diferentes princípios construtivos de corpos de medição utilizados em reômetros disponíveis no mercado (Mezger, 2014).

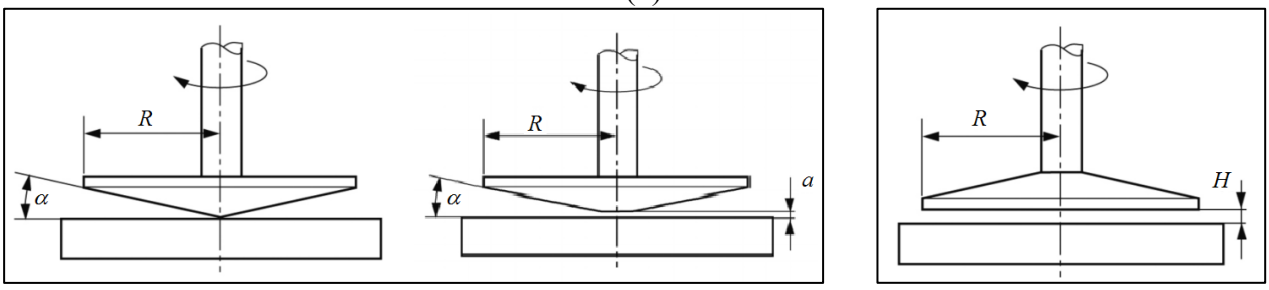
A Figura 2 apresenta os tipos de reômetro de cilíndros concêntricos, indicando como seria visualizado o escoamento do fluido de acordo com seu possível campo de velocidade, ($V(r)$), e também avaliado como seria o comportamento das propriedades reológicas, através da variação da taxa de cisalhamento, ($\dot{\gamma}(r)$), ao longo do espaçamento.



(a)



(b)



(c) (d)

Figura 2.- Tipos de reômetro de cilindros concêntricos: (a) grande espaço anelar; (b) pequeno espaço anelar; cone / placa normal (c) e placas paralelas (d).

A Tabela 1 indica os equacionamentos aplicados na determinação das propriedades reológicas do fluido em teste para cada tipo de reômetro de cilindros concêntricos adotado por Mezger (2014).

Tabela 1.- Equacionamentos aplicados para determinação das propriedades reológicas dos fluidos em reômetros (Criado pelo autor com dados extraído de Mezger, 2014).

Tipo de Reômetro	**Equação de Tensão de Cisalhamento**	**Equação da taxa de Cisalhamento**	**Viscosidade Dinâmica**
Grande espaço anelar (CC MS)	$\tau_i = \frac{M}{2\pi L R_i^2}$	$\dot{\gamma}_i = \frac{2R_e^2}{R_e^2 - R_i^2}.\omega$	$\eta = \frac{\left(R_e^2 - R_i^2\right)}{4\pi L\left(R_e^2 - R_i^2\right)}.\frac{M}{\omega}$
Pequeno espaço anelar (CC MS)	$\tau_{rep.} = \frac{\tau_i + \tau_e}{2}$ $\tau_{rep.} = \frac{M}{(2\pi L R_i^2)C_L}$	$\dot{\gamma}_{rep.} = \frac{\dot{\gamma}_i + \dot{\gamma}_e}{2}$ $\dot{\gamma}_{rep.} = \frac{(1+\delta_{cc}^2)}{(\delta_{cc}^2 - 1)}.\omega$	$\eta = \frac{\frac{1}{\delta_{cc}^2}.\frac{M}{4\pi L R_i^2 C_L}}{\frac{1}{(\delta_{cc}^2 - 1)}.\omega}$
Cone / Placa Normal (CP MS)	$\tau(r) = \frac{3M}{2\pi R^3}$	$\dot{\gamma}(R) = \frac{\omega}{tan(\alpha)}.$	$\eta = \frac{3M\alpha}{2\pi R^3 \omega}$
Placas Paralelas (PP MS)	$\tau(r) = \frac{2M}{\pi R^3}$	$\dot{\gamma}(r) = \frac{2\pi n r}{60H}$	$\eta = \frac{2MH}{\pi R^4 \omega}$

Ao avaliar os corpos de medição submetendo-os aos vários fatores de limitação construtiva cita-se, um de grande relevância, que é o tamanho da partícula admissível, que compõem a amostra que será caracterizada, no instrumento de medição. Esta variável tem que ser respeitada em todos os tipos de corpos de medição porque as partículas de tamanhos inadequados nestes sistemas podem fornecer força de atrito e força de coesão maiores que as propriedades reológicas que se deseja medir.

A Figura 3 apresenta a granulometria para uma barragem de rejeitos permitindo uma ideia geral de possível construção de rejeitos quanto aos grãos presentes em sua composição. Dessa maneira, esse parâmetro de dimensões granulométricas permitiu orientar, a princípio, duas faixas de dimensão de partícula, aplicada a proposta do reômetro atendendo: $(0 \le d_{máx.partícula} \le 72)$ % ou de $(0 \le d_{máx.partícula} \le 95)$ %.

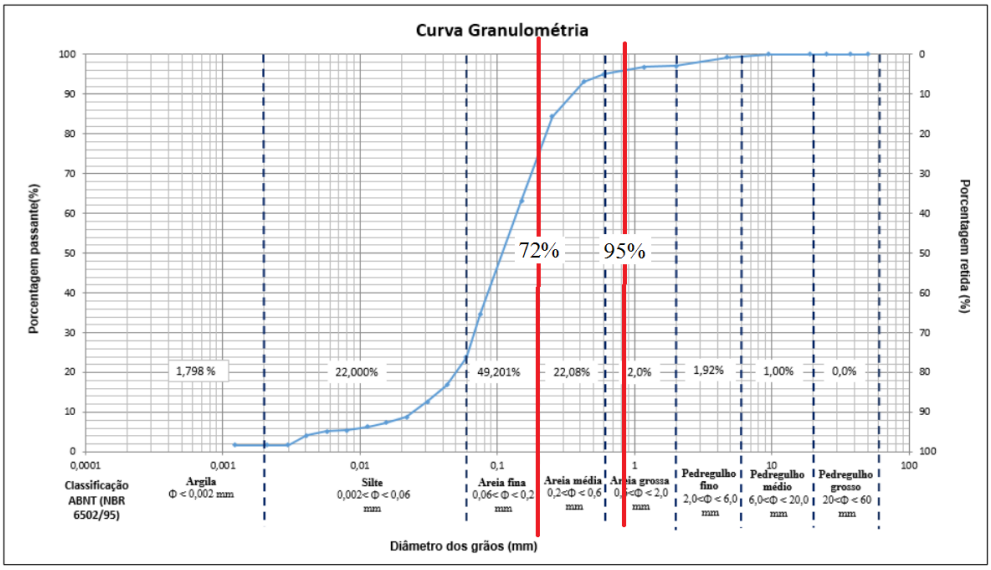


Figura 3.- Curva granulométrica de rejeitos da barragem de Fundão, Mariana - MG (Santos, 2016).

Dado que as características construtivas na comparação inicial dos reômetros indicaram o cilindro concêntrico de espaço anelar estreito, menos restritivo que os outros tipos de corpos de medição, então submeteu-se este a uma análise numérica correspondente às duas faixas de dimensões de partículas apresentadas na Figura 3.

Importante ressaltar que os métodos numéricos de solução aproximada para problemas de engenharia permitem estudar fenômenos complexos nas etapas preliminares de projeto. Soluções aproximadas podem ser obtidas para diferentes configurações dos sistemas mecânicos, permitindo a análise da melhor configuração para um problema em estudo.

No grupo do subsistema de medição foram comparados três tipos de sistemas: medição por encoder no qual rotação, n, e ângulo, φ, apresentado na Figura 4.

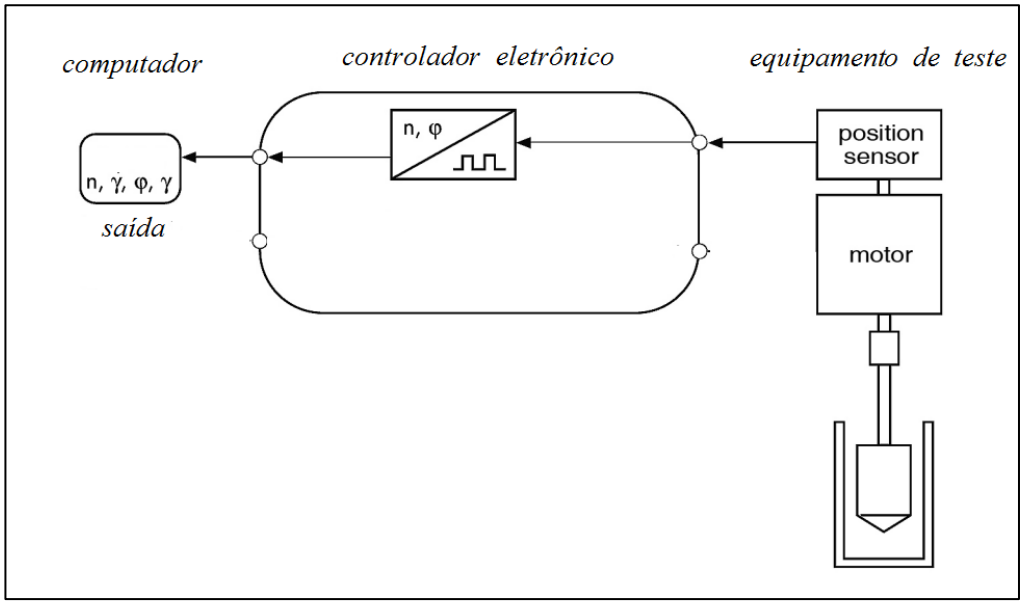


Figura 4.- Medição por encoder (Mezger, 2014).

A medição por corrente de armadura, I_a, força eletromotriz, E_a, e velocidade angular, ω_n, pode ser visualizada na Figura 5.

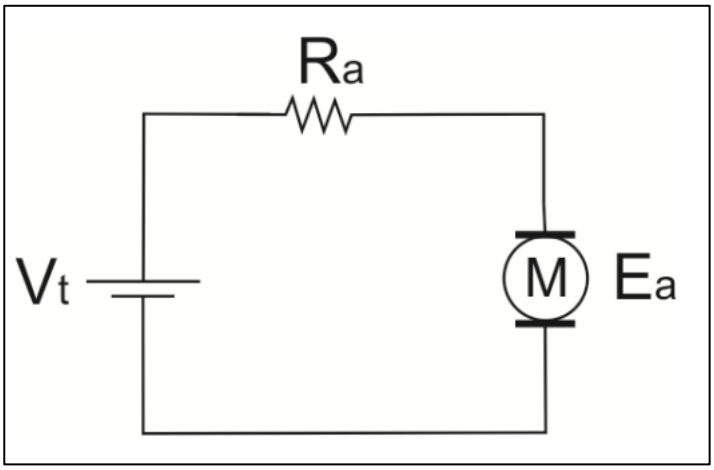


Figura 5.- Circuito elétrico equivalente para medir de propriedades reológicas (Sobral e Chiararia, 2012).

A medição por sensor de torque é realizada por extensometria ou diferencial magnético inserido no bloco do equipamento (Figura 6). Sendo este instrumento comercial, tem-se que a medição já é fornecida a partir da diferença de potencial ou da corrente medidas.

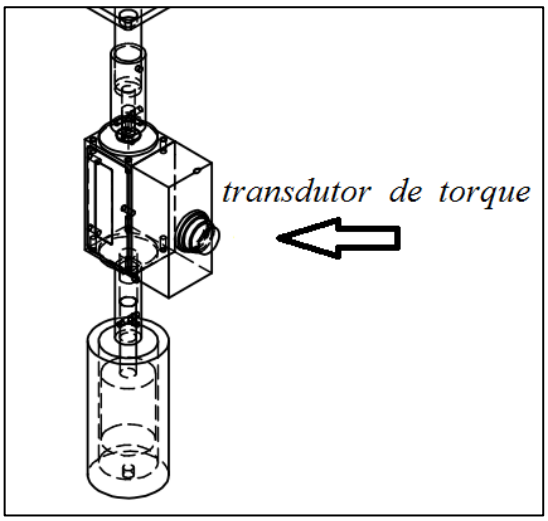


Figura 6.- Desenho esquemático da instalação de um transdutor de torque comercial.

Em relação ao subsistema da estrutura, apresentado na Figura 7, tem-se que o projeto foi concebido para permitir a intercambialidade dos corpos de medição, visando ampliar a abrangência de medição do instrumento, como também considerando as limitações de construção que cada tipo de corpos fornecem. Dentre os itens presentes no conjunto de estrutura foi selecionado os três principais elementos que fornecem um instrumento robusto e rígido. Esses elementos são a placa de base, a placa do conjunto superior e a coluna estrutural tubular.

Os itens citados foram ensaiados através de modelos numéricos para entender o comportamento do instrumento sob esforço do peso próprio dos equipamentos e acessórios que o compõem e quais eram os pesos limite para melhor transporte e mobilidade do equipamento.

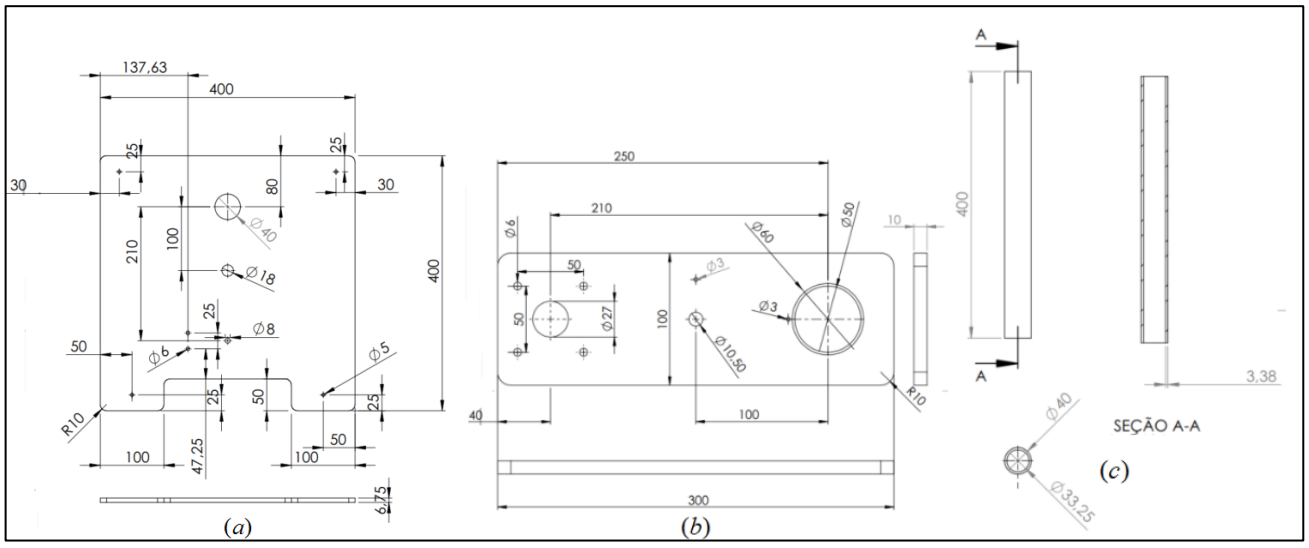


Figura 7.- Subsistema estrutura (a) placa de base, (b) placa do conjunto superior e (c) coluna estrutural tubular.

O subsistema de acionamento pode ser do tipo manual ou automático (Figura 8), rém apesar de acionamentos manuais serem capazes fornecer resultados com um bom grau de exatidão não permitem a automatização da coleta dos dados fornecidos pelos sistema de medição deixando a apresentação de resultados mais susceptível aos erros advindos do processo de operação do instrumento.

Geralmente, para acionar os vários tipos de reômetros utilizam-se motores elétricos de corrente contínua ou alternada. No caso de sistemas manuais, o conjunto de acionamento é realizado por polias e pesos devidamente projetados para produzir o torque a ser utilizado no instante da medição.

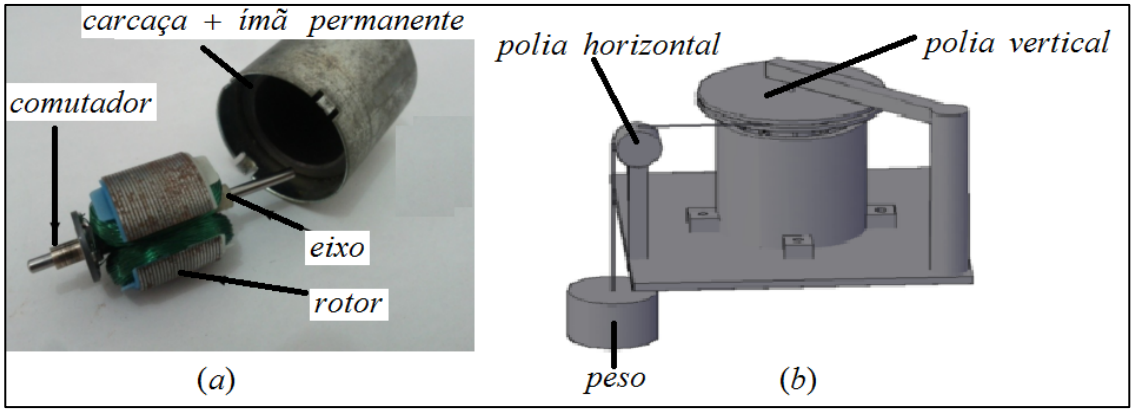


Figura 8.- Tipos de acionamento de reômetros: (a) acionamento por motor (Sobral e Chiararia, 2012) e (b) acionamento por peso (Ribeiro, 2015).

RESULTADOS OBTIDOS

A Figura 9 apresenta o projeto tridimensional do reômetro obtido após as análises anteriormente descritas.

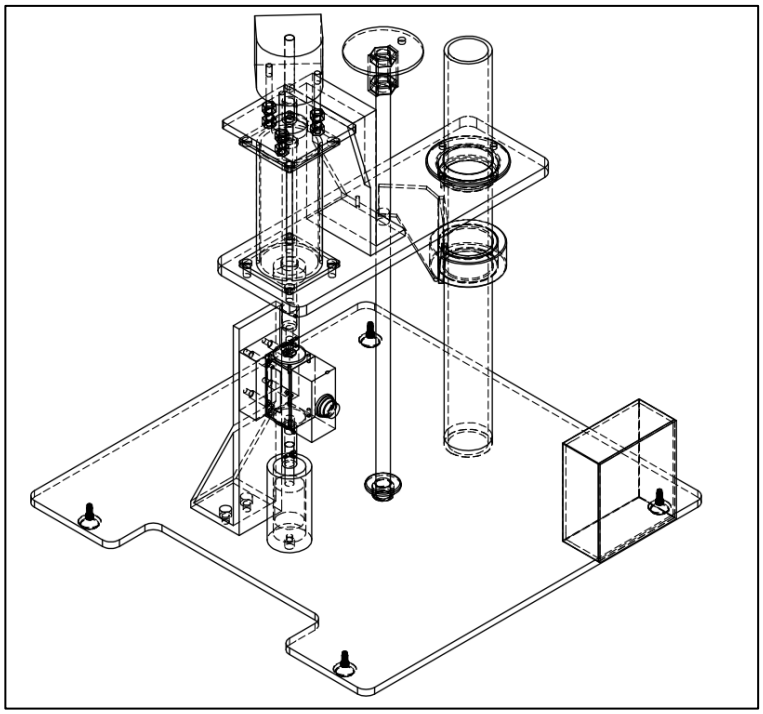


Figura 9.- Desenho esquemático do protótipo.

O desenho esquemático do protótipo, apresentado pela Figura 9 aplica as diversos restrições que foram citadas na metodologia e permitem ter uma visão geral pré-projeto e atendendo os critérios de qualidade para funcionalidade do instrumento.

Para os corpos de medição verificou-se que o tipo construtivo que melhor atenderia as diversas condições de pré-projeto do reômetro rotacional seria o tipo cilindros concêntricos de espaço anelar estreito, visto que para a faixa de granulométrica, compreendendo aproximadamente até 20% de grãos pertencentes a areia grossa presente em uma amostra de rejeitos de minérios, será analisada sem interferência de forças dispersivas.

Tabela 2.- Dimensão principal dos corpos de medição.

Símbolo	Valor	Unidade	Detalhamento da Dimensão
dmax_particula	0,2118	mm	Dimensão máxima de partícula permitida na amostra

As dimensões principais do corpo de medição de acordo com a razão dos raios, presente na equação 3, obtêm-se os valores apresentados na Tabela 3.

$$\delta_{cc} = \frac{R_e}{R_i} = 1{,}0847 \qquad [3]$$

Tabela 3.- Dimensões principais dos corpos de medição selecionado.

Símbolo	Valor	Unidade	Detalhamento da Dimensão
Ri	12,50	mm	Raio interno (raio do atuador)
Re	13,56	mm	Raio externo (raio interno do copo)

Analizando os dados correlativos aos sistemas de medição apresentados por Ribeiro (2015) e Mezger (2014), optou-se, inicialmente, por construir a estrutura simplificada de cilindros concêntricos de espaço anelar estreito, pois o atual domínio da técnica de determinação de propriedades reológicas de fluidos complexos esse modelo construtivo é o que se apresenta mais adequado ao processo de execução do pré-projeto de reômetro rotacional.

Uma visão do comportamento do gradiente de velocidade que ocorre na amostra de fluido, visto na Figura 9(a) gerado a partir dos corpos de medição na Figura 9(b), que apresentam dados construtivos na Tabela 4. E então, tem-se um padrão e faixa de valores aplicáveis aproximados que estarão submetidos a amostra de rejeitos, na Figura 3.

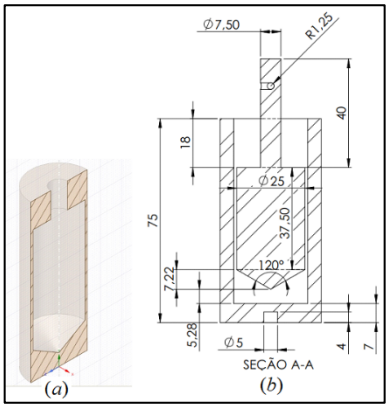


Figura 9.- Dimensões do recipiente de teste: (a) Volume de glicerina, (b) copo e atuador ambos faixa de abrangência 72%.

Tabela 4.- Dimensões construtivas dos corpos de medição que atendem 72% do diâmetro dos grãos.

Símbolo	Valor	Unidade	Detalhamento da Dimensão
Ri	12,5	mm	Raio interno (raio do atuador)
Re	13,6	mm	Raio externo (raio interno do copo)
L	37,5	mm	Comprimento do atuador
L"	12,5	mm	Comprimento da haste do atuador submersa no fluido
L'	12,5	mm	Distância entre a parte inferior do atuador e da parte superior do copo, sem considerar o cone)
L_totalatuador	62,5	mm	L+L'+L"
L_submersoatuador	44,7	mm	Extremidade do cone até face plana superior do atuador
L_cone	7,2	mm	Comprimento do cone

O resultado obtido da simulação do corpo de medição referente a velocidade apresenta na Figura 11 o campo de velocidade que irá ocorrer entre as duas faces limitantes dos corpos de medição.

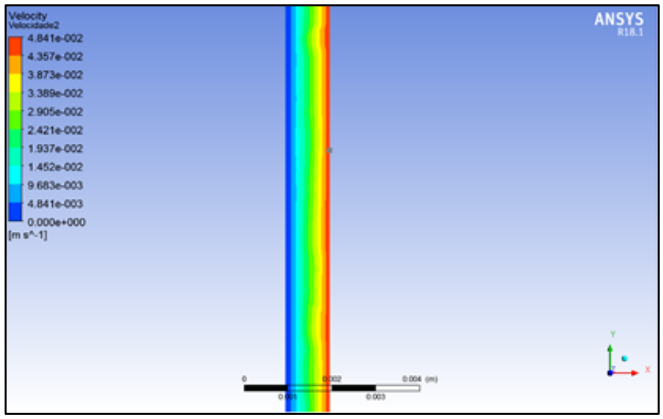


Figura 10.- Representação do gradiente de velocidade ao longo da espessura de fluido.

Analisando os tipos do subsistema de medição o que apresentou melhor condição de operação e consistência nos dados oferecidos o que foi selecionado na proposta de composição do instrumento de medição foi o sensor de torque, dado que a construção interna do sensor já se encontra pronta para ser utilizada e certificada pelo fabricante, portanto isso implicará em menor possibilidade de inserir erros na fabricação um sistema de medição.

O subsistema estrutural foi analisado quando a rigidez necessária ao sistema para não influenciar nas medições que serão realizadas, porém minimizando o peso do instrumento. Para que o critério de rigidez fosse atendido foi determinado que os deslocamentos nos três principais elementos que compõem este subgrupo não excedessem 0,8 mm.

De acordo com as observâncias das restrições impostas as estruturas consideradas no pré-projeto a Figura 12 apresenta os deslocamentos principais na coluna superior e também na placa do conjunto superior.

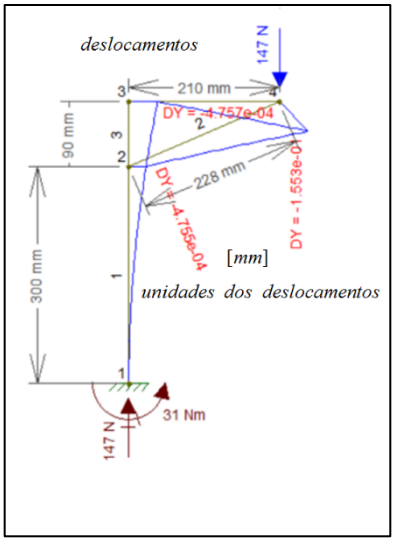


Figura 11.- Deslocamentos coluna estrutural tubular (Elaborado pelo autor).

Na placa de base pode ser visualizado também os deslocamentos máximos de acordo com as restrições impostas, através da Figura 13.

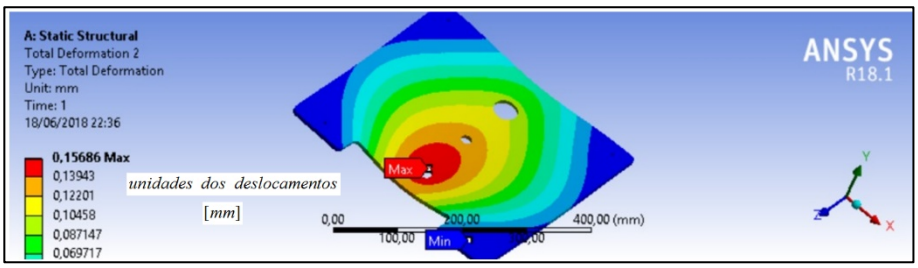


Figura 12.- Deslocamentos máximos na placa de base (Elaborado pelo autor)

Na placa de do conjunto superior pode ser visualizado também os deslocamentos máximos de acordo com as restrições impostas, através da Figura 14.

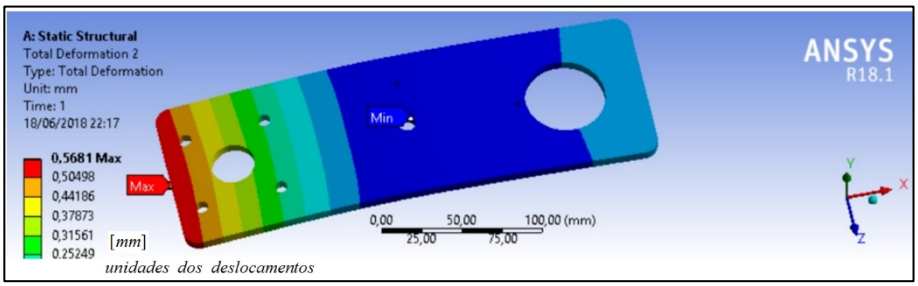


Figura 13.- Deslocamento distribuído na placa do conjunto superior (Elaborado pelo autor)

Como é de interesse do grupo de pesquisa minimizar a influência do operador no sistema de medição e automatizar a medição, selecionou o sistema de acionamento por motor de corrente contínua dado que seu controle e operação é mais simples em relação ao ensaio a ser realizado.

COMENTÁRIOS FINAIS

Todos os aspectos analisados através da metodologia de desenvolvimento de projetos e gestão de projetos permitiram delinear as principais metas para o desenvolvimento do pré-projeto de um reômetro rotacional a ser aplicado no estudo de rejeitos de mineração.

Adotou-se como premissa para este trabalho que o custo total do equipamento deve limitar-se à US$ 1.000,00. Outro objetivo seria obter um equipamento que pudesse ter fabricação própria e estar sujeito a adaptações conforme as necessidades das pesquisas em que estivesse envolvido.

As próximas etapas consistem na fabricação dos subsistemas, montagem e testes de calibração e validação, a se desenvolver ao longo de 2018 e 2019 no Centro de Pesquisas Hidráulicas da universidade Federal de Minas Gerais.

AGRADECIMENTO

Os autores agradecem à UFMG e ao programa ADRC da PRPQ - UFMG pelo apoio no desenvolvimento desta pesquisa no programa de iniciação científica.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Back, N. (1983). *Metodologia de projeto de produtos industriais.* 2. ed. Rio de Janeiro: Guanabara Dois. 389 p.

Bryant, S. M. Duncan, J.M. Seed, H.B. (1983). *Application of tailings flow analyses to field conditions.* Berkley: University of California, 290 p.

Carvalho, M. M.; Rabechini Junior, R. (2011). *Fundamentos em gestão de projetos: Construindo competências para gerir projetos.* 3. ed. São Paulo: Atlas S.A. 422 p.

IBRAM (2011). *Informações e análises da economia mineral brasileira*. 6ª edição. Instituto Brasileiro de Mineração, disponível em http://www.ibram.org.br/sites/1300/1382/00001669.pdf. Acessado em 19 de Junho de2018.

Mezger, T. G. (2014). *The Rheology Handbook: For users of rotational and oscillatory rheometers.* 4. ed. Hanover: Vicentz Network.

Ribeiro, V. Q. F. (2015). *Proposta de metodologia para avaliação do efeito de rupturas de estruturas de contenção de rejeitos*. Dissertação (Mestrado) - Curso de Mestrado em Geotecnia e Transportes, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte. 268 f.

Santos, B. B. (2016). *Caracterização Reológica do Rejeito de Mineração: Estudo de caso: Rejeito desprendido da Barragem de Fundão - Mariana - MG*. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte. 68 f.

Schwedoff, T. (1889). *Recherches expérimentales sur la cohésion des liquides.* J. Phys. Theor. Appl., 8 (1), pp. 341-359.

Sobral, R. M.; Chiararia, G. O. (2012). *Projeto de viscosímetro de cilindros concêntricos para medição em linha*. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Mecatrônica, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos.103 f.

Ullman, D. G. (2010). *The mechanical design process***.** 4. ed. Ney York: Mc. 433 p.

IAHR **AIIH**

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

DESARROLLO DE UN APLICATIVO DE APOYO PARA LA ENSEÑANZA DE LA HIDRÁULICA EXPERIMENTAL

Héctor Alfonso Rodríguez Díaz[1], Nicolás Antonio López Rozo[2], Jorge Alejandro Gómez Martínez[3]
Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, Ak 45 N.° 205-59, Bogotá - Colombia
alfonso.rodriguez@escuelaing.edu.co[1], nicolas.lopez@escuelaing.edu.co[2], jorge.gomez@escuelaing.edu.co[3]

RESUMEN

La enseñanza de la ingeniería y en particular de la hidráulica requiere de ejercicios y guías que permitan a los estudiantes la compresión sencilla de los fenómenos estudiados. Se elaboró una guía experimental para el desarrollo de pequeños experimentos de laboratorio que permiten al estudiante afianzar diferentes conceptos. Esta guía, presentada por el autor en el libro Hidráulica Experimental y publicado por la Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, incluye 18 prácticas cuidadosamente diseñadas para cubrir temas de interés académico en el estudio del flujo a presión y del flujo a superficie libre.

Este documento presenta el software *Hidráulica Experimental*, desarrollado en lenguaje Visual Basic .NET para que los estudiantes puedan procesar y analizar la información obtenida en el laboratorio, simultáneamente con el desarrollo de cada experimento.

ABSTRACT

Teaching in Engineering and specifically in Hydraulics requires exercises and guides that allow students to improve understanding of studied phenomena. It was prepared an experimental guide for small laboratory experiments, permitting students to reinforce learned concepts in the classroom. The guide, presented in the book Experimental Hydraulics and published by Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, includes 18 carefully selected experiments to study the main topics of academic interest in pipes and open channel flows.

This document presents the software *Hidráulica Experimental*, developed in Visual Basic .NET so that students can process and analyze the obtained information while carrying out each experiment.

PALABRAS CLAVES: hidráulica experimental; aplicativo; enseñanza

OBJETIVOS

- Desarrollar un aplicativo como complemento de la guía de laboratorio *Hidráulica Experimental,* con el propósito de mejorar la compresión de los conceptos estudiados en la Hidráulica de Sistemas a Presión e Hidráulica a Superficie Libre.

- Proporcionar una herramienta a los estudiantes que les permita procesar y analizar la información obtenida en el laboratorio, simultáneamente con el desarrollo de cada experimento.

METODOLOGÍA

Para estructurar el software Hidráulica Experimental se plantea un diagrama de flujo con el objetivo de presentar los temas más importantes en el estudio de la hidráulica en ingeniería, seleccionar los experimentos a incluir en el software y definir su alcance. En la figura 1 se presenta el esquema general, en el que se divide el estudio de la hidráulica experimental en dos: el estudio del flujo a presión y el estudio del flujo a superficie libre.

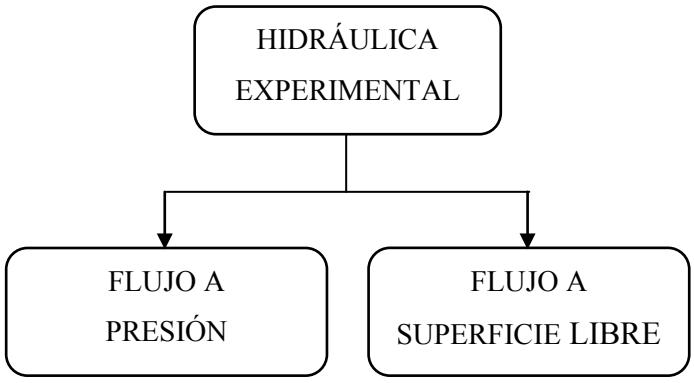


Figura 1.- Diagrama de flujo general para el estudio de la hidráulica experimental.

Una vez definidos los tipos de flujo a estudiar, se plantea el diagrama de flujo detallado de la figura 2, en el que se presentan en paralelo y de manera general los principales temas de estudio de cada tipo de flujo. De cada tema se desprenden algunos subtemas (temas específicos) sobre los que los estudiantes realizan un pequeño experimento de laboratorio, para un total de diecinueve (19) prácticas de laboratorio. En este diagrama se presentan doce (12) recuadros coloreados, que corresponden a los experimentos incluidos en el software *Hidráulica Experimental*, considerando la importancia de que su estudio experimental lo realicen los estudiantes, para el afianzamiento de los conceptos teóricos.

Una vez seleccionados los 12 experimentos, de los cuales seis (6) corresponden al estudio del flujo a presión y seis (6) al estudio del flujo a superficie libre y con base en el objetivo particular propuesto en cada práctica, se procedió a establecer el alcance de cada aplicativo.

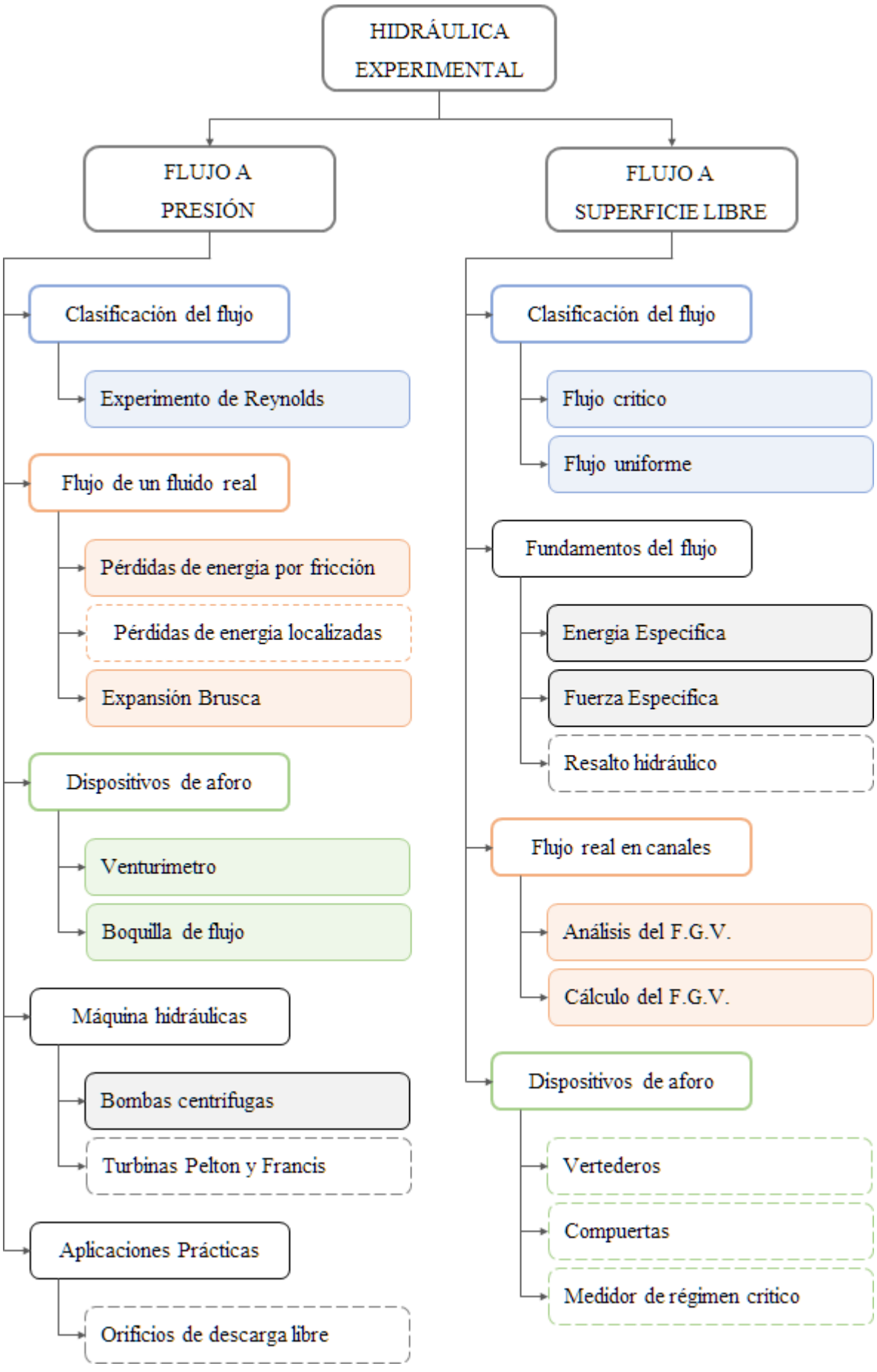


Figura 2.- Diagrama de flujo detallado para el estudio de la hidráulica experimental.

RESULTADOS

Como resultado del trabajo realizado se presenta el software *Hidráulica Experimental*, desarrollado en lenguaje Visual Basic.NET, el cual está conformado por dos programas principales, uno para el estudio del flujo a presión y otro para el estudio del flujo a superficie libre. El primero incluye 6 subprogramas de apoyo para el estudiante en el desarrollo de prácticas sobre el Venturímetro, Experimento de Reynolds, Expansión Brusca, Orificios de Descarga Libre, Pérdidas de Energía por Fricción y Bombas Centrífugas. El segundo incluye 5 subprogramas de apoyo para el estudiante en el desarrollo de prácticas de: Energía Específica, Fuerza Específica, Flujo Crítico y Flujo Uniforme, Análisis del Flujo Gradualmente Variado y Cálculo del Flujo Gradualmente Variado. La presentación de los programas es tan sencilla, que el lector se podrá dar cuenta que no necesitará ningún manual para su utilización.

La interfaz de cada subprograma presenta una ventana de entrada de datos, en la que se incluye un esquema del montaje experimental y se piden algunos parámetros geométricos y del flujo, y una ventana de salida en la que se presentan los resultados de cada práctica por medio tablas de cálculo, perfiles de flujo y gráficos para el análisis de la información.

En la figura 3 se presenta el menú principal del software, en el que el usuario podrá elegir entre el estudio del flujo a presión o el flujo a superficie libre.



Figura 3.- Menú principal del software *Hidráulica Experimental.*

En la figura 4 se presenta la ventana principal del programa 1 con los 6 subprogramas para el estudio del flujo a presión.

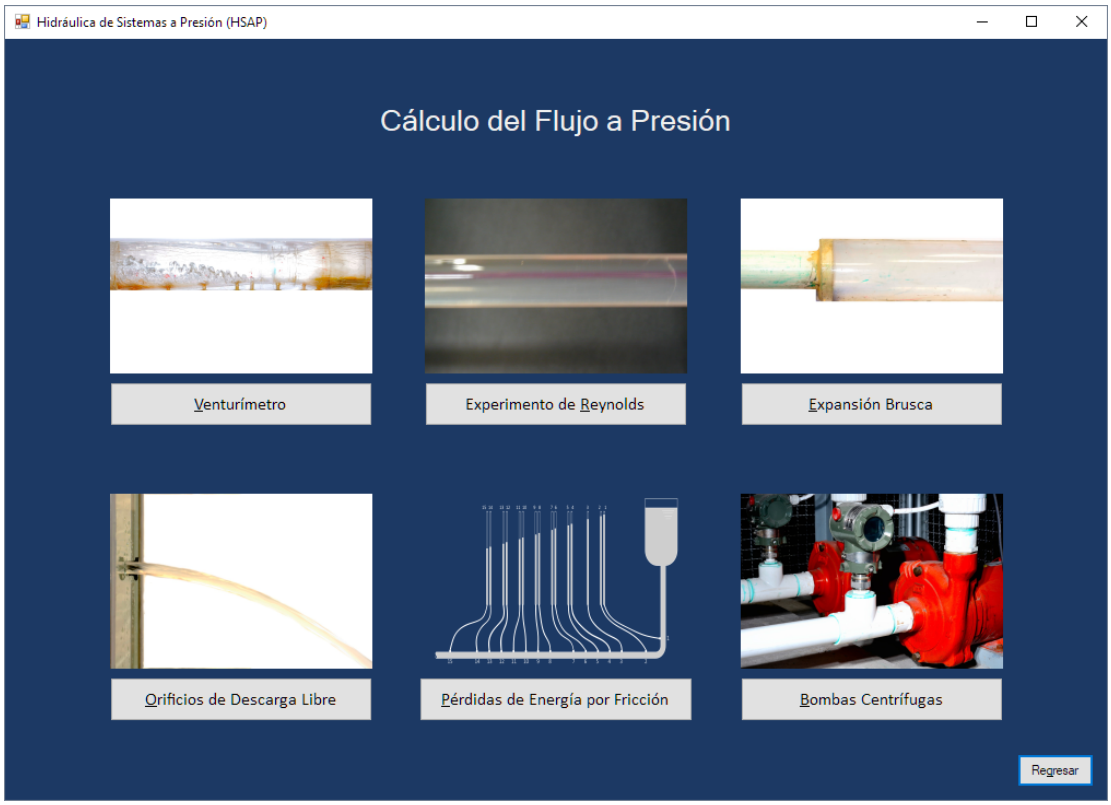


Figura 4.- Interfaz para el cálculo del flujo a presión.

A continuación, se da una breve explicación de cada uno de los subprogramas desarrollados para el cálculo del flujo a presión.

- **Venturímetro**

Con esta práctica de laboratorio se busca que los estudiantes demuestren que, para flujos incompresibles, la magnitud de la descarga en una tubería a presión es función de la diferencia de presiones entre dos puntos. En el desarrollo de esta práctica los estudiantes deben analizar las líneas piezométrica y de energía del flujo a través de un tubo de Venturi y realizar la calibración del mismo. El programa presenta una interfaz para cada objetivo. En la figura 5 se presentan las interfaces del subprograma Venturímetro.

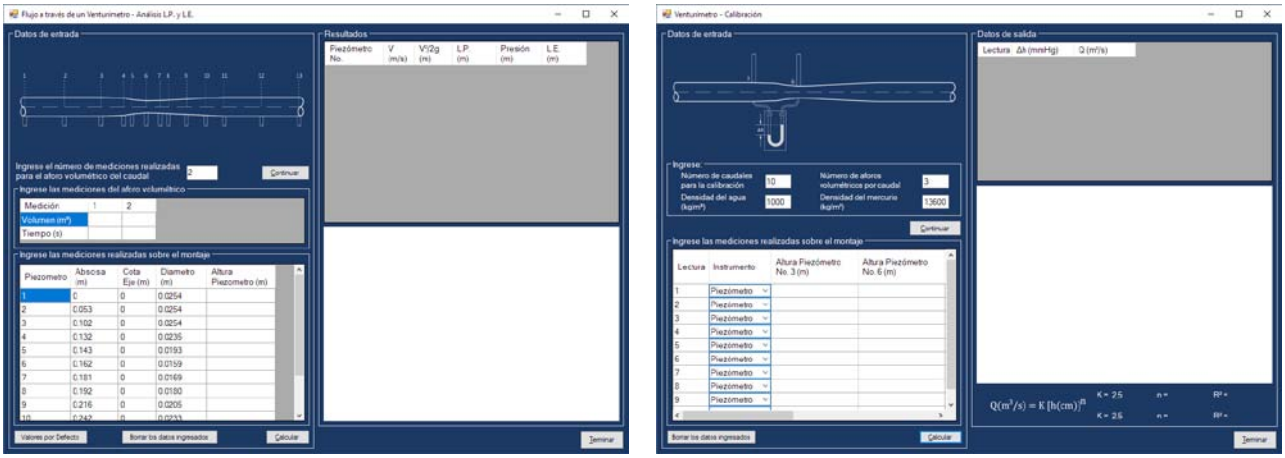


Figura 5.- Subprograma para el análisis de L.E. y L.P. y la calibración de un Venturímetro.

- **Experimento de Reynolds**

Esta práctica de laboratorio se plantea para estudiar la clasificación de los flujos en sistemas a presión, debido a las grandes diferencias de comportamiento que existen entre el flujo laminar y el flujo turbulento. En el desarrollo de la práctica los estudiantes deben recrear el experimento de Reynolds para tratar de encontrar el Número de Reynolds límite entre los flujos laminar y turbulento. En la figura 6 se presenta la interfaz del subprograma Experimento de Reynolds.

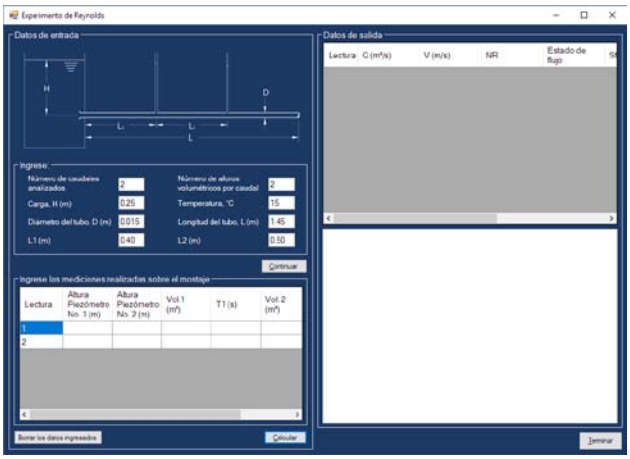


Figura 6.- Subprograma Experimento de Reynolds.

- **Expansión Brusca**

En esta práctica de laboratorio se estudia el comportamiento del flujo cuando se presenta una ampliación súbita del diámetro en un conducto a presión. En el desarrollo de la práctica los estudiantes deben analizar las líneas piezométrica y de energía en la tubería, suponer como debe ser el tubo de corriente en la expansión y calcular las pérdidas de energía en la expansión. En la figura 7 se presenta la interfaz del subprograma Expansión Brusca.

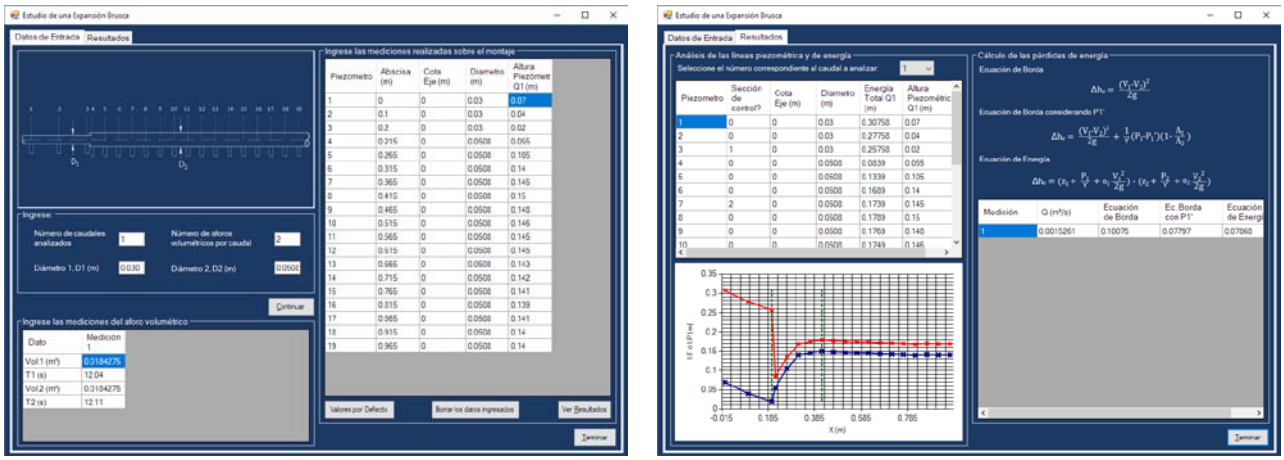


Figura 7.- Subprograma Expansión Brusca.

- **Orificios de Descarga Libre**

En esta práctica de laboratorio se estudia la ecuación general para un orificio con descarga libre. Los estudiantes deben determinar los coeficientes de contracción, velocidad y descarga de un orificio, a partir de la trayectoria del chorro y la medición del caudal, demostrar que la trayectoria del chorro es parabólica y estimar el tiempo que tarda en vaciarse un tanque que descarga agua a

través de un, dos y tres orificios simultáneamente. En la figura 8 se presenta la interfaz del subprograma Orificios de Descarga Libre.

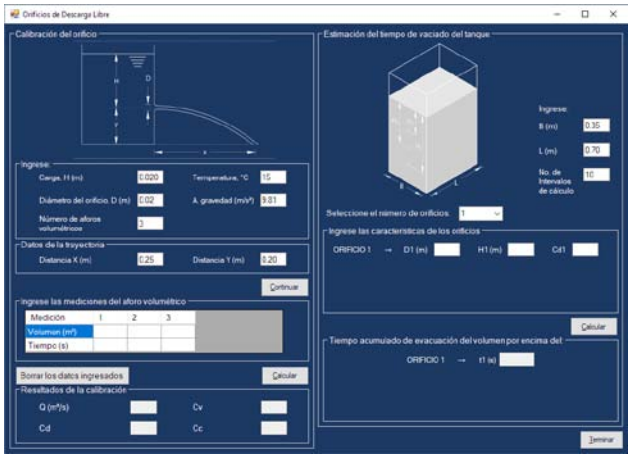


Figura 8.- Subprograma Orificios de Descarga Libre.

- **Pérdidas de Energía por Fricción**

En esta práctica de laboratorio se estudia la resistencia al flujo en un conducto circular de PVC a través de la cual circula un flujo a presión y en el que se han instalado 15 piezómetros. Los estudiantes deben estimar la rugosidad absoluta de la tubería, el coeficiente de resistencia al flujo de la ecuación de Hazen-Williams y el coeficiente de rugosidad de Manning. En la figura 9 se presenta la interfaz del subprograma Pérdidas de Energía Por fricción.

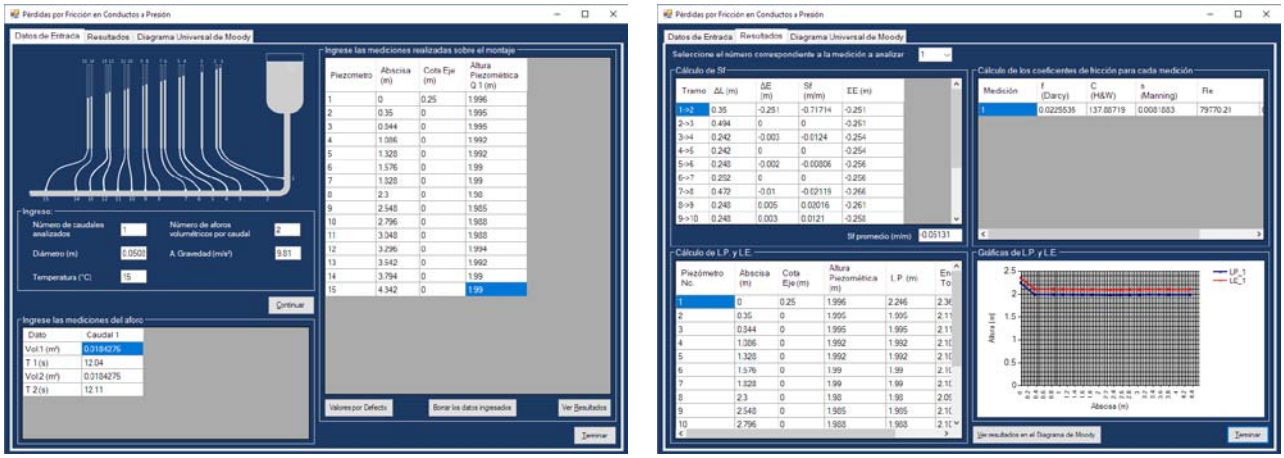


Figura 9.- Subprograma Pérdidas de Energía por Fricción.

- **Bombas Centrífugas**

El montaje de la práctica consiste en un sistema de recirculación de agua con un único tanque de almacenamiento y dos bombas centrífugas que pueden conectarse en serie o en paralelo. A partir de la geometría del sistema y la medida de las presiones en la succión y en la descarga, el caudal, la velocidad angular y el torque del motor de la bomba y las revoluciones del contador eléctrico, se determinan las curvas características cuando trabaja una bomba o dos bombas tanto en serie como en paralelo. En la figura 10 se presenta la interfaz del subprograma Bombas Centrífugas.



Figura 10.- Subprograma Bombas Centrífugas.

En la figura 11 se presenta la ventana principal del programa 2 con los 5 subprogramas para el estudio del flujo a superficie libre.

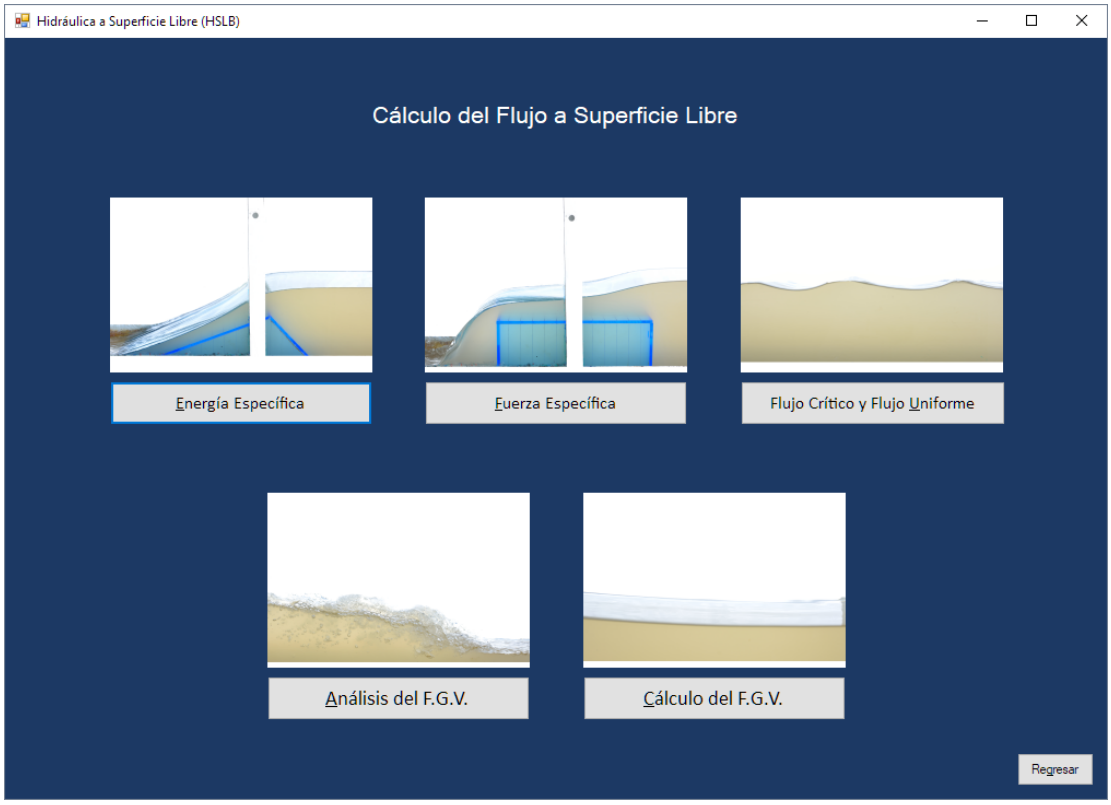


Figura 11.- Interfaz para el cálculo del flujo a superficie libre.

A continuación, se da una breve explicación de cada uno de los subprogramas desarrollados para el cálculo del flujo a superficie libre.

- **Energía Específica**

En esta práctica de laboratorio el estudiante deberá analizar el comportamiento de la energía específica en un canal para el cambio de la pendiente de la solera o el cambio del ancho de la sección transversal. Para tal fin, el estudiante debe medir el perfil de flujo a lo largo del canal para cada caso y construir la curva de energía específica correspondiente. En la figura 12 se presentan las estructuras utilizadas para modificar la pendiente de la solera del canal y para modificar el ancho de la sección transversal y en las figuras 13 y 14 se presentan las interfaces del subprograma Energía

Específica, cuando se modifica la pendiente de la solera y cuando se cambia el ancho la sección transversal, respectivamente.



Figura 12.- Estructuras para el estudio de la energía específica.

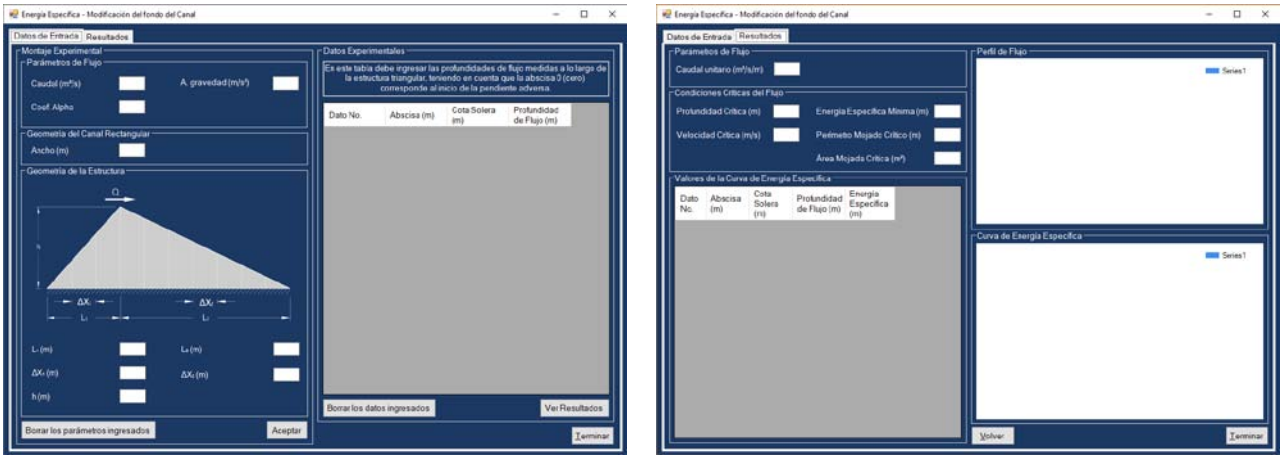


Figura 13.- Interfaz para el estudio de la energía específica. Cambio de la pendiente de la solera.

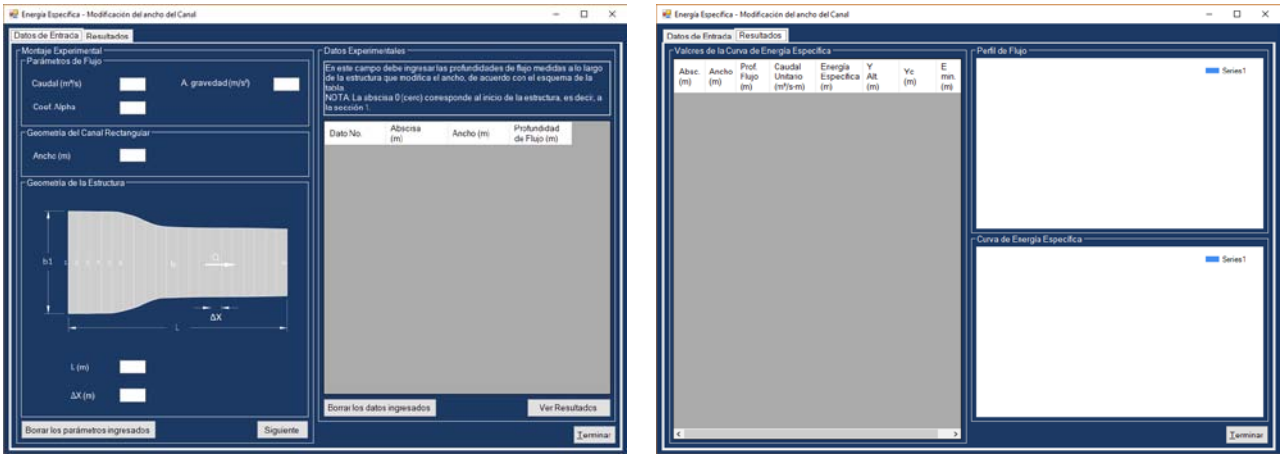


Figura 14.- Interfaz para el estudio de la energía específica. Cambio del ancho de la sección transversal.

- **Fuerza Específica**

Para el estudio del concepto de fuerza específica se utiliza una estructura colocada en el fondo del canal, que simula un vertedero de cresta ancha. Por medio del planteamiento del principio de conservación de la cantidad de movimiento en un volumen de control, los estudiantes deben calcular la fuerza ejercida sobre la cara aguas arriba de la estructura, para lo que deben medir el perfil de flujo a lo largo del canal y construir las curvas de energía específica y fuerza específica. En la figura 15 se muestra la interfaz del subprograma Fuerza Específica.

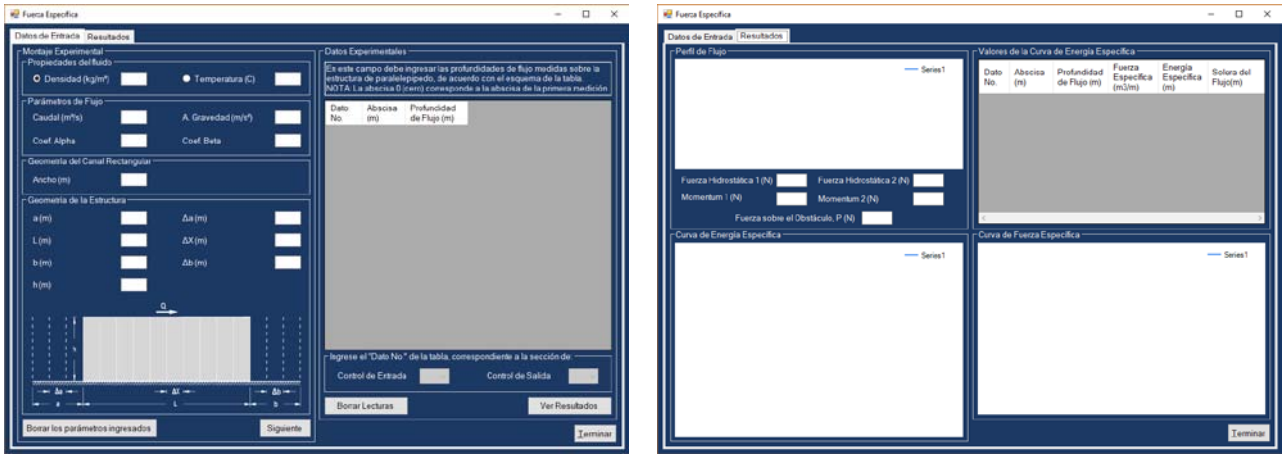


Figura 15.- Subprograma Fuerza Específica.

- **Flujo Crítico y Flujo Uniforme**

Este subprograma permite estudiar el flujo crítico y el flujo uniforme para una geometría de canal y unas condiciones de flujo determinas. El módulo de flujo crítico calcula la profundidad crítica y la pendiente crítica. A su vez, si se conoce la profundidad crítica, permite calcular el caudal máximo que podría transportar el canal. De modo análogo, el módulo de flujo uniforme permite calcular, por medio de la ecuación de Manning, una de las siguientes variables: profundidad normal, caudal normal, pendiente de la solera o coeficiente de rugosidad de Manning, si se conocen las otras 3 variables. En la figura 16 se muestra la interfaz del subprograma Flujo Crítico y Flujo Uniforme.

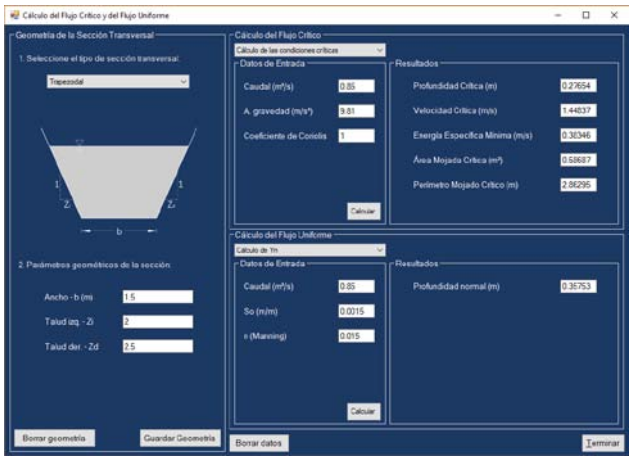


Figura 16.- Subprograma Flujo Crítico y Flujo Uniforme.

- **Análisis del Flujo Gradualmente Variado**

Este subprograma es una gran herramienta para los estudiantes en el aprendizaje del análisis de los perfiles de flujo en canales abiertos. A partir de la ecuación dinámica del flujo gradualmente variado, algunos conceptos básicos y una serie de preguntas sencillas, este subprograma les permite a los estudiantes determinar la forma de cada uno de los perfiles de F.G.V. El programa tiene un total de 85 preguntas, distribuidas de forma arbitraria entre los diferentes perfiles de flujo. En la figura 17, a la izquierda, se presenta la interfaz principal del subprograma Análisis del F.G.V. La selección del perfil a analizar puede hacerse de forma manual o aleatoria. Las preguntas a responder son de selección múltiple y es preciso responder acertadamente cada pregunta para continuar con la siguiente pregunta. Al final, el programa cuenta el número de preguntas resueltas y la cantidad de errores cometidos y muestra estos resultados en la interfaz principal al lado de cada perfil en color verde y rojo, respectivamente. Al hacer una nueva selección aleatoria, no será seleccionado los

perfiles que ya han sido analizados. En la derecha de la figura 17 se presenta el análisis del perfil de flujo H2.

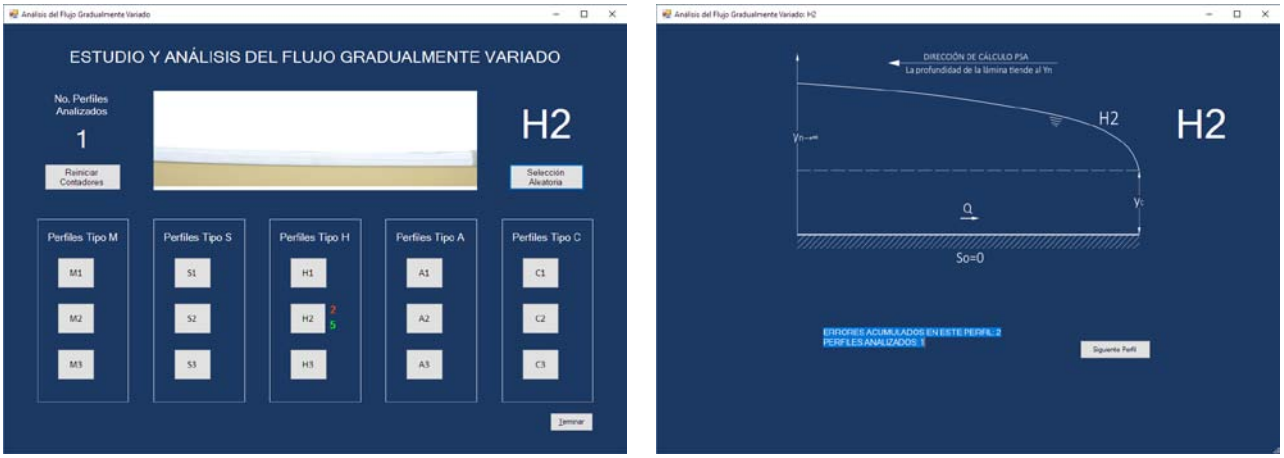


Figura 17.- Subprograma Análisis del Flujo Gradualmente Variado.

- **Cálculo del Flujo Gradualmente Variado**

Este subprograma permite el cálculo de cualquiera de los perfiles de flujo analizados con el subprograma anterior. La ventana de inicio de este subprograma es la mostrada en la parte izquierda de la figura 18. Como primer paso se pide ingresar el tipo de sección transversal (recuadro No. 1), las dimensiones de la sección transversal (recuadro No. 2) y los parámetros del flujo (recuadro No. 3). Una vez ingresada y almacenada la información anterior, como segundo paso, el programa calcula las profundidades crítica y normal (recuadro No. 4) y pide ingresar la profundidad de control para el cálculo del perfil y la abscisa donde se quiere iniciar el cálculo (recuadro No. 5), información necesaria para analizar y determinar el perfil de flujo a calcular. Como tercer paso, el programa presenta un esquema del perfil analizado (recuadro No. 6), pide ingresar la longitud y el intervalo del cálculo (recuadro No. 7) y ejecutar el cálculo del perfil (recuadro No. 8).

En la figura 19 se muestra la tabla de cálculo y el perfil de flujo.

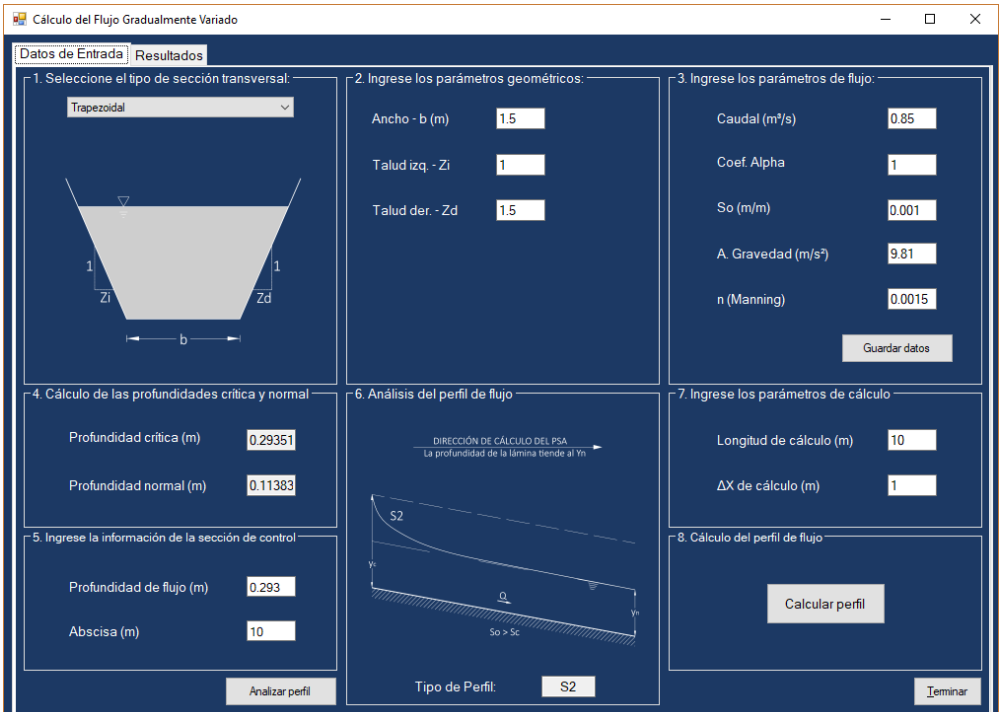
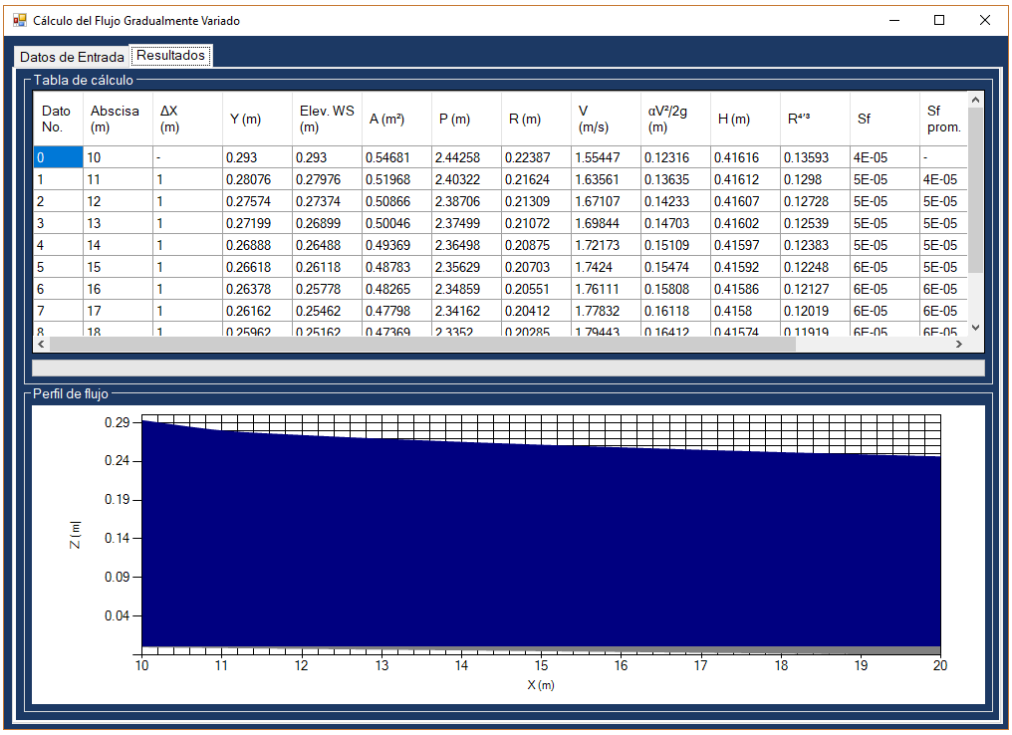


Figura 18.- Subprograma Cálculo del Flujo Gradualmente Variado.



Dato No.	Abscisa (m)	ΔX (m)	Y (m)	Elev. WS (m)	A (m²)	P (m)	R (m)	V (m/s)	αV²/2g (m)	H (m)	R^4/3	Sf	Sf prom.
0	10	-	0.293	0.293	0.54681	2.44258	0.22387	1.55447	0.12316	0.41616	0.13593	4E-05	-
1	11	1	0.28076	0.27976	0.51968	2.40322	0.21624	1.63561	0.13635	0.41612	0.1298	5E-05	4E-05
2	12	1	0.27574	0.27374	0.50866	2.38706	0.21309	1.67107	0.14233	0.41607	0.12728	5E-05	5E-05
3	13	1	0.27199	0.26899	0.50046	2.37499	0.21072	1.69844	0.14703	0.41602	0.12539	5E-05	5E-05
4	14	1	0.26888	0.26488	0.49369	2.36498	0.20875	1.72173	0.15109	0.41597	0.12383	5E-05	5E-05
5	15	1	0.26618	0.26118	0.48783	2.35629	0.20703	1.7424	0.15474	0.41592	0.12248	6E-05	5E-05
6	16	1	0.26378	0.25778	0.48265	2.34859	0.20551	1.76111	0.15808	0.41586	0.12127	6E-05	6E-05
7	17	1	0.26162	0.25462	0.47798	2.34162	0.20412	1.77832	0.16118	0.4158	0.12019	6E-05	6E-05
8	18	1	0.25962	0.25162	0.47369	2.3352	0.20285	1.79443	0.16412	0.41574	0.11919	6E-05	6E-05

Figura 19.- Subprograma Cálculo del Flujo Gradualmente Variado. Resultados.

RECONOCIMIENTOS.

Esta obra fue desarrollada por los Ingenieros Nicolás López (Programación del código) y Alejandro Gómez (Programación Visual), bajo la dirección del Ingeniero Alfonso Rodríguez Díaz, autor del libro guía del laboratorio *Hidráulica Experimental*.

Los autores agradecen al Centro de Estudios Hidráulicos de la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito por el apoyo brindado para la realización del software.

REFERENCIAS

Rodríguez Díaz, H.A. (2001). *Hidráulica Experimental.* Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. Bogotá, Colombia.

Gurewich, N. and Gurewich, O. (1998). *Aprendiendo Visual Basic 5 en 21 días*. Prentice Hall. México.

Chow, V.T. (1994). *Hidráulica de Canales Abiertos*. McGraw-Hill. Santafé de Bogotá, Colombia.

Sotelo Ávila, G. (2012). *Hidráulica General.* Limusa. México D.F.

IAHR **AIIH**

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

EFICIÊNCIA MECÂNICA DE TURBINA PARAFUSO DE ARQUIMEDES INVERTIDO

Jéssica Büchner Albizu e José Junji Ota
Universidade Federal do Paraná, PPGERHA, Brasil, buchner.albizu@ufpr.br, ota.dhs@ufpr.br
Paulo Cezar Büchner
Universidade Federal de Viçosa, DEP, Brasil, paulo.buchner@ufv.br

RESUMO:

A turbina parafuso de Arquimedes invertido (ou Archimedes Screw Generator - ASG) produz energia elétrica renovável para locais de baixa carga. Amplamente adotada na Europa para a geração de energia micro-hidroelétrica, a turbina é altamente competitiva em termos de alta eficiência e baixo impacto ambiental. Atualmente, a teoria para o dimensionamento de um ASG é simples e muito dependente da experiência. Estudos recentes têm se concentrado na eficiência. Variáveis como inclinação, vazão de entrada, nível de água a jusante, velocidade de rotação máxima, número de lâminas e seu formato e relação entre raios interno e externo são apresentadas na literatura consultada como parâmetros geométricos para maximizar a eficiência do sistema. Além disso, os estudos buscam quantificar com maior precisão as perdas do sistema, numa tentativa de reduzi-las ou se possível eliminá-las. Vários autores já concordam entre si quanto a resultados obtidos para parâmetros geométricos como o avanço (S) e o cálculo da velocidade de rotação (n). Ainda não há concordância entre outros parâmetros como a inclinação (β). Ainda assim há espaço para analisar outros fatores, como maneiras de contabilizar e eliminar a maior quantidade possível de perdas do sistema da turbina parafuso de Arquimedes invertido.

ABSTRACT:

The Archimedes screw generator (ASG) produces renewable electric energy for low-head hydraulic sites. Widely adopted in Europe for microhydro electric power generation, the turbine is highly competitive concerning its high efficiency and low environmental impacts. Currently, the theory for the dimensioning of an ASG is simple and very dependent on experience. Recent studies have been focusing on efficiency. Variables like slope, head flow in, downstream water level, maximum rotation speed, number of blades and their shape, and ratio between inner and outer radius, are presented from the consulted literature as geometric parameters to maximize the system efficiency. In addition, the studies try to more accurately quantify system losses, while attempting to reduce or eliminate possible ones. Several authors already agree with each other as for resulting geometric parameters such as the lead (S) and the calculation of the speed of rotation (n). There is still no agreement among other parameters such as slope (β). There is also room for analysing other factors, such as how to account for and eliminate as many losses as possible present on the Archimedes screw generator system.

PALAVRAS CLAVE: Turbina Parafuso de Arquimedes Invertido; Microgeração de Hidroeletricidade; CFD

INTRODUÇÃO

A turbina de parafuso invertido (ASG - Archimedes Screw Generator, também conhecido comercialmente no Brasil por turbina helicoidal) produz energia na escala de micro central hidrelétrica, introduzida pela primeira vez por Karl-August Radlik em 1991, sob a patente alemã DE 4139134 C2 (Radlik, 1997). Foi concebida para aproveitamentos hidrelétricos de baixa carga, usando o fluxo residual de córregos e rios.

A maioria dos parafusos existentes está localizada na Europa, sendo o primeiro deles instalado na Alemanha em 1997. Atualmente, a partir de todos os ASG instalados, a carga máxima é de cerca de 10 m com um fluxo máximo de 10 m3s-1 (Dellinger *et al*., 2016) e o maior diâmetro externo tem 4 m (Nuernberk & Rorres, 2013). A turbina mais poderosa gera cerca de 400 kW e está localizada no Canal Albert (Bélgica).

Seu funcionamento ocorre com seu giro devido à atuação de pressão, com a passagem da água ao longo do seu comprimento. Dada a simplicidade do sistema, surge a necessidade de melhorar sua eficiência. Um estudo realizado por Lashofer (2012) encontrou eficiências máxima e média *in situ* de 75% e 69%, respectivamente. Estudos de laboratório mostram eficiências de até 90%. Esta diferença possivelmente ocorre por a velocidade de rotação no laboratório ser ajustada para condições ótimas, enquanto o mesmo não é verdadeiro para as turbinas operadas *in situ* (Dellinger *et al*., 2016).

Nuernberk & Rorres (2013) apresentam que as taxas de vazão podem variar cerca de + 20% acima do valor do fluxo de projeto sem afetar significativamente a eficiência. Com relação às grandes variações de fluxo, os geradores de velocidade variável são mais tolerantes do que os de velocidade fixa. No entanto, uma pesquisa econômica de Lashofer (2012) mostrou que o custo por watt de geradores de velocidade fixa é menor em média que os de velocidade variável.

Outra característica competitiva do ASG é a sua robustez, onde pequenos detritos podem passar pela estrutura sem causar danos. Também é considerado amigável aos peixes, já que a maioria das espécies de peixe verificadas pode passar pelas lâminas sem ferimentos. Entretanto, ainda há uma discussão sobre os casos em que a velocidade de rotação é alta, de forma que atinja uma velocidade tangencial de mais de 4,5 ms-1 e para espécies de peixes de pequeno porte, que podem ser pegos pela fenda entre as lâminas e a calha, causando hematomas (Lubitz *et al*., 2014).

As características da turbina são muito interessantes ao se analisar a situação brasileira: havia 139 UHEs (acima de 30 MW) e 230 PCHs (acima de 1 e até 30 MW) em 2003 (ANEEL, 2003). Isso indica que os rios de grande importância para o país já possuem algum tipo de barramento, de forma que já estão saturados desses tipos de empreendimento. O ASG apresenta uma alternativa para geração local de hidroeletricidade, com menores impactos ambientais (Dellinger *et al*., 2016).

Com o intuito de aumentar a eficiência e chegar ao estado da arte da turbina, procuram-se parâmetros geométricos da turbina que possam ser melhorados. Algumas hipóteses são: modificações na calha de forma a diminuir a perda de água por entre a calha e as lâminas; na inclinação das lâminas e da calha, escolhendo a mais apropriada para o escoamento e que maximize a geração de torque. É possível simular computacionalmente a fim de identificar mudanças positivas, ao se confrontar resultados obtidos de um modelo baseado no estado da arte e os resultados de modelos com as modificações propostas. Esse é objetivo da dissertação de mestrado *Análise e Modelagem da Turbina Parafuso de Arquimedes Invertido*, pesquisa realizada na UFPR. Este trabalho apresenta nas seções seguintes o agrupamento das informações mais recentes e relevantes.

CARACTERÍSTICAS E MECANISMOS DA TURBINA

A Figura 1 mostra uma seção longitudinal típica de um ASG. A turbina consiste em uma peça cilíndrica cercada por lâminas apoiada em uma calha também cilíndrica, geralmente aberta na metade superior do parafuso. O conjunto é instalado em um canal de aproximação de concreto. Assim, a água se aproxima do sistema na parte superior do parafuso e flui para dentro da estrutura.

Como uma das características geométricas do ASG, há o volume de água preso entre duas lâminas, quando preenchido no volume ótimo, o qual é nomeado como "um balde" (em referência ao inglês *bucket*). A carga de entrada é chamada h_{in} e a altura de lâmina d'água de jusante h_4. Outro aspecto importante é o avanço (S), que é o comprimento de uma volta completa de uma lâmina, como ilustrado na Figura 2. A energia potencial é a carga H. Além disso, R_i e R_a são os raios interno e externo, respectivamente. A inclinação é representada como β e a velocidade de rotação é n.

Os cálculos da potência produzida pelo parafuso levam em conta a quantidade de água necessária para girar o parafuso, gerando eletricidade. O fluxo determina a velocidade de rotação e, para uma dada geometria, o preenchimento do sistema. Por outro lado, os efeitos das perdas por vazamento e fricção impedem a transformação do potencial em energia elétrica, afetando assim a eficiência. A Figura 3 exemplifica um esquema básico do funcionamento da turbina, da transformação da energia cinética até a obtenção de eletricidade. A turbina pode ser acoplada de forma a transmitir a velocidade de rotação diretamente para o gerador, de forma que o último manterá a mesma velocidade de rotação. Devido à baixa velocidade de rotação da turbina, o gerador deverá ser maior, se comparado com a possibilidade de se usar uma caixa de transmissão na saída da turbina para incrementar a velocidade rotacional do gerador. Isso permite que o gerador tenha um tamanho reduzido, porém introduz perdas no sistema devido ao sistema de engrenagens da transmissão de tipicamente 3% (Rohmer *et al.*, 2016).

Nas seções a seguir, são apresentados os parâmetros que afetam o desempenho do ASG.

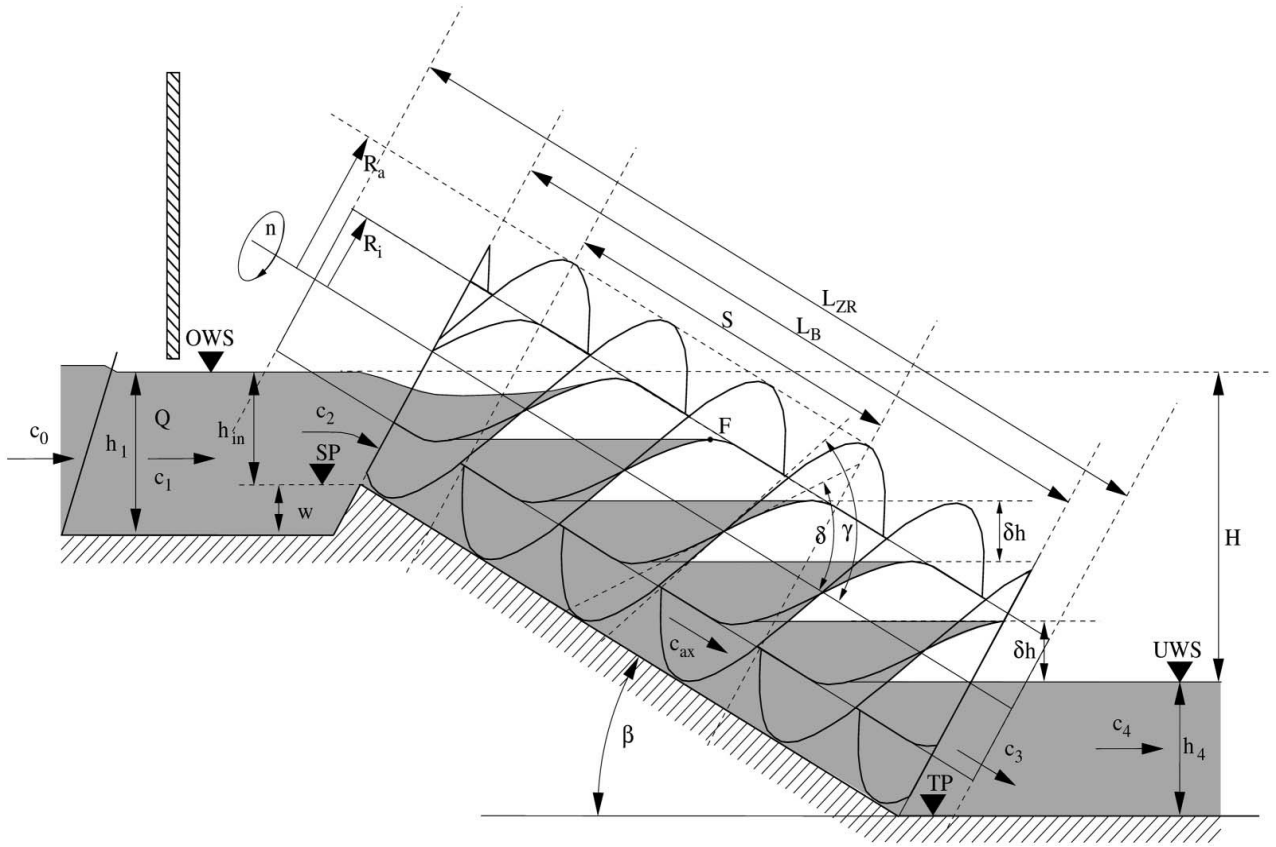


Figura 1.- Seção longitudinal típica de um ASG (Nuernberk & Rorres, 2013).

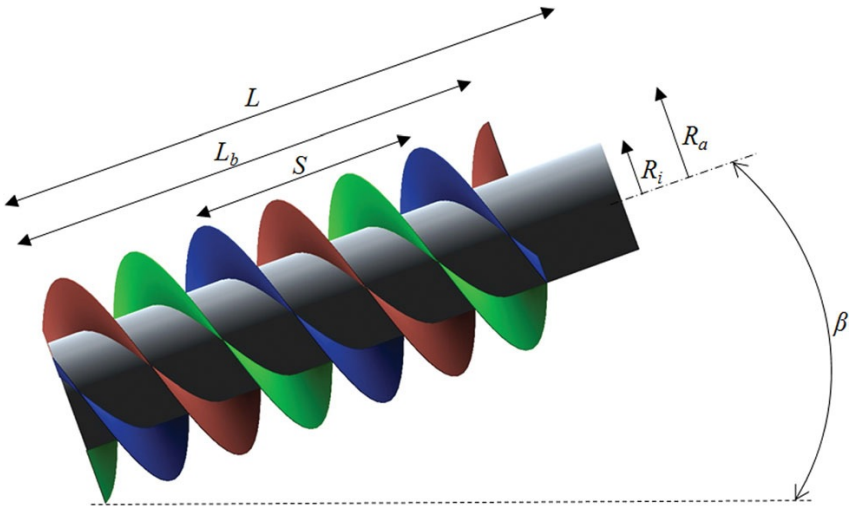


Figura 2.- Cada cor destaca uma lamina (parafuso de 3 lâminas). S é o avanço do parafuso. (Dellinger *et al.,* 2016).

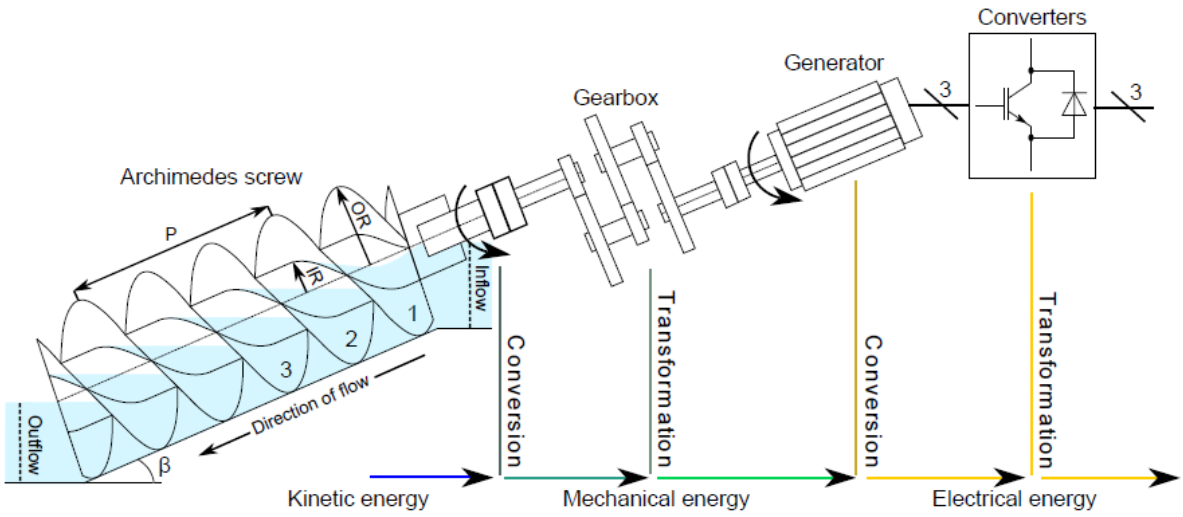


Figura 3.- Esquema básico de geração de hidroeletricidade a partir de uma turbina parafuso de Arquimedes invertido. (Rohmer *et al*., 2016).

Carga de entrada (h_{in})

A carga de entrada requerida é aquela que garante um ótimo preenchimento de volume de água. Nuernberk & Rorres (2013) criaram um algoritmo para calcular a carga de entrada. Eles descobriram que até 20% de transbordo tem um baixo impacto na eficiência, embora um enchimento mais baixo afete mais rapidamente de forma negativa o desempenho.

Altura a jusante (h_4)

De acordo com a Dellinger *et al*. (2016), o nível da água a jusante tem um impacto direto no desempenho do ASG. O nível a jusante ideal está abaixo da linha onde a água pode fluir de volta para dentro do parafuso. Se o nível estiver acima desta linha, freia o parafuso, reduzindo seu desempenho. Dellinger *et al*. (2016) implementaram testes para avaliar diferentes níveis de saída e declives a velocidades e vazões constantes. Para comparar os resultados obtidos, os autores definiram a chamada imersão por parafuso I como (adaptado à Figura 1):

$$I = \frac{h_4}{(2R_a \cos \beta)} \qquad [1]$$

Os resultados mostraram um valor máximo de I de cerca de 0,64, indicando geralmente que o nível ótimo a jusante é razoavelmente maior do que o raio interno.

Relação entre diâmetros interno e externo (D_i/D_a)

Uma análise teórica da geometria do parafuso de Arquimedes realizada por Rorres (2000) descobriu que a relação entre os diâmetros interno e externo D_i/D_a = 0,54 resulta no balde de volume máximo. No entanto, a análise não computou as perdas por vazamento de um balde para o seguinte pela fenda entre lâmina e calha. Além disso, Lashofer *et al*. (2012) relataram que a maioria dos ASG comerciais instalados observados apresentaram valores de D_i/D_a aproximadamente 0,5.

Avanço (S)

Diferentemente do passo de um parafuso, que é a distância entre duas cristas de lâminas da turbina, o avanço (S) é a distância linear que percorre um balde ao longo da turbina quando a mesma completa uma rotação. Observando a Figura 2, nota-se que também é a distância entre duas cristas consecutivas de uma mesma lâmina, assim se o parafuso tiver apenas uma lâmina, passo e avanço são coincidentes (Budynas & Nisbett, 2011). Usualmente o valor utilizado para S corresponde ao de D_a (Lashofer *et al*., 2012; Lubitz *et al*., 2014; Dellinger *et al*., 2016).

Entretanto, Lee *et al*. (2015) apresentam o estudo da possibilidade de um passo gradualmente variado, em que esse parâmetro diminui a medida que a água avança na turbina (Figura 4). A turbina apresentou eficiência aproximada de 71%, porém não houve comparação com uma turbina de formato usual (passo constante) dentro das mesmas condições para estabelecer se de fato a geometria representa um avanço a favor da melhora da eficiência.



Figura 4.- Modelo reduzido impresso 3D da turbina com passo variável. (Lee *et al*., 2015).

Velocidade de rotação (n)

Muysken (1932 *apud* Nuernberg & Rorres, 2013), sugeriu a seguinte expressão para a velocidade de rotação máxima de um parafuso usado como uma bomba:

$$n \leq \frac{50}{(2Ra)^{2/3}} \quad (\min^{-1}) \qquad [2]$$

Essa é uma relação empírica, em que velocidades de rotação acima desse valor produzem fricção excessiva e forças centrífugas, enquanto que as perdas pelo rolamento do eixo da turbina e pelo fluido também devem aumentar com a velocidade de rotação.

Uma vez que os rios têm vazões variáveis, é desejável uma operação de velocidade flexível para um parafuso de Arquimedes, assim que o nível de água a montante é mantido sob controle e perdas de carga adicionais são evitadas, portanto, boas eficiências são mantidas em uma ampla gama de condições operacionais (Nuernberk & Rorres, 2013). No entanto, de acordo com Lashofer

et al. (2012), eles são muito mais caros do que os ASG que operam a uma velocidade fixa, sendo importante o estudo de custo/benefício onde há flutuações significativas do fluxo do rio.

Inclinação (β)

O modelo teórico executado por Lubitz *et al*. (2014) indica que, ao levar em consideração a vazão perdida de um balde para o seguinte, a diminuição da inclinação aumentará a eficiência do parafuso, apesar de que um incremento no comprimento do parafuso, aumenta ao mesmo tempo as perdas do rolamento e da fricção. No entanto, essa afirmação ainda não foi confrontada com dados experimentais. Já nos resultados experimentais de Lubitz *et al*. (2014), observa-se que, para um enchimento na linha máxima onde não há perdas por excesso de fluido, o ângulo que resulta em maior torque é o de 30º. Já Dellinger *et al*. (2016) estudam a variação de diversos parâmetros, incluindo a inclinação (de 18º a 30º). Entretanto não há uma comparação clara entre as inclinações, apenas uma indicação de que a imersão ótima da turbina diminui em valor à medida que se aumenta a inclinação. Os demais resultados do estudo são apresentados para a inclinação de 24º. Esse valor se repete em Dellinger *et al*. (2018), porém não há esclarecimentos sobre a escolha.

Perdas por vazamentos

A vazão perdida é chamada de Q_P, sendo a água que vaza por sobre a calha. Pode ser eliminada usando uma placa como guia (Figura 4).

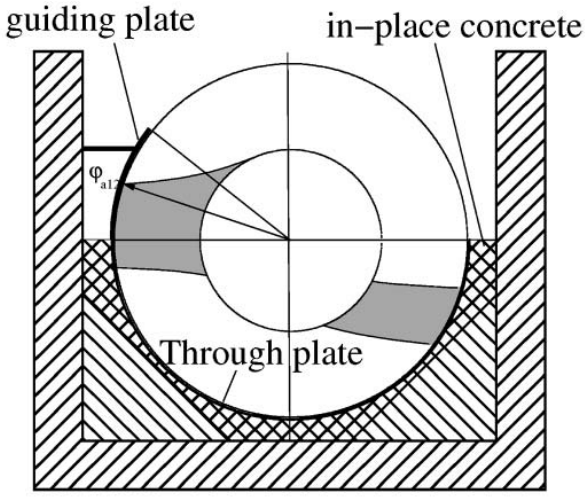


Figura 4.- A placa guia, evitando a vazão Q_P que escapa para fora da calha (Nuernberk & Rorres, 2013).

Outro vazamento é o fluxo que escapa entre as lâminas e a calha. Após o primeiro balde, o volume de água em cada balde permanece o mesmo assim que, à medida que o balde desce, o vazamento flui para dentro e para fora equilibrando-se. A fenda máxima entre as lâminas e a calha é geralmente estimada pela equação empírica $S_{SP} = 0.0045(2\mathrm{Ra})^{1/2}$ (m) para a maioria dos parafusos (Nuernberk & Rorres, 2013).

A medição desse fluxo é uma questão bastante complexa. Até agora, só pode ser medido corretamente em um parafuso em repouso, portanto, assim toda a vazão através do parafuso é devida ao vazamento pela fenda. Para eliminar o vazamento da lacuna, testes laboratoriais foram realizados em um ASG com uma calha rotativa. As menores eficiências foram encontradas quando comparadas a um ASG com uma calha fixa, sugerindo que essa redução foi causada pelo atrito entre o fluido e a calha (Dellinger *et al*.2016).

O excesso de enchimento forma um vertedouro triangular causando o terceiro tipo de vazamento (Figura 5). Dellinger *et al*. (2016) encontraram resultados validados com Brada (1996b),

concluindo que uma turbina de parafuso invertido pode lidar com uma vazão de até 120% da taxa de enchimento ideal sem perda significativa de eficiência.

O último tipo é o fluxo de vazamento pela fricção, que é a água aderida às lâminas, como mostrado na Figura 6 (observar as placas de guia). É causada pela combinação da viscosidade do fluido, da rugosidade das lâminas e seu movimento.

Perdas por fricção

Lubitz *et al*. (2014) concluiu que o fluxo de vazamento pela fenda não aumenta juntamente com a velocidade de rotação, o que significa que é uma perda relativamente pequena a altas velocidades de rotação, de modo que a energia também deve ser perdida através de outros mecanismos, como a fricção. Nesse sentido, a força de atrito pode ser dividida pelas diferentes regiões onde ocorre:

- Na calha, devido à viscosidade do fluido em movimento.
- Ao longo do sistema do parafuso, nas superfícies molhadas e inferiores das lâminas.
- No núcleo do parafuso, criando um torque resistente.

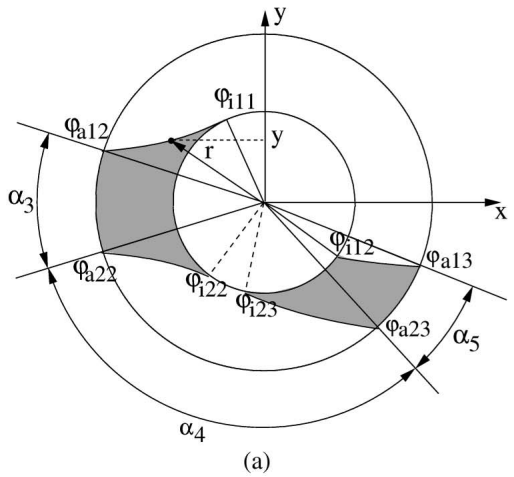


Figura 5.- Seção transversal da turbina exemplificando o esquema de perda por enchimento excessivo. (Dellinger *et al.,*2016).



Figura 6.- Turbina parafuso de Arquimedes invertido em funcionamento instalada no rio Werra, em Hannoversch Münden (Alemanha). Nota-se com clareza a porção de água aderida às lâminas durante o funcionamento da turbina. (Fonte: autores).

Número de lâminas (N)

Também associado com o número de partidas do parafuso, é o número de lâminas que compõem o parafuso. Diversos autores utilizam recorrentemente o valor de 3 lâminas (Lashofer *et al*., 2012; Lubitz *et al*., 2014; Dellinger *et al*., 2016; Dellinger *et al*., 2018).

Formato das lâminas

As lâminas partem ortogonalmente da superfície do cilindro que compõe o eixo do parafuso. Usualmente, as lâminas são ortogonais a este cilindro por toda sua extensão, completando uma trajetória helicoidal. Straalsund *et al.* (2018) apresentam um estudo experimental comparando o tipo helicoidal de lâminas com outros dois tipos, chamados *strake* e *reverse strake*. Esses dois tipos consistem de lâminas que partem ortogonalmente do cilindro, mas mudam a direção até a o fim da extremidade das lâminas. A Figura 7 a seguir esclarece os três diferentes tipos de geometria das lâminas.

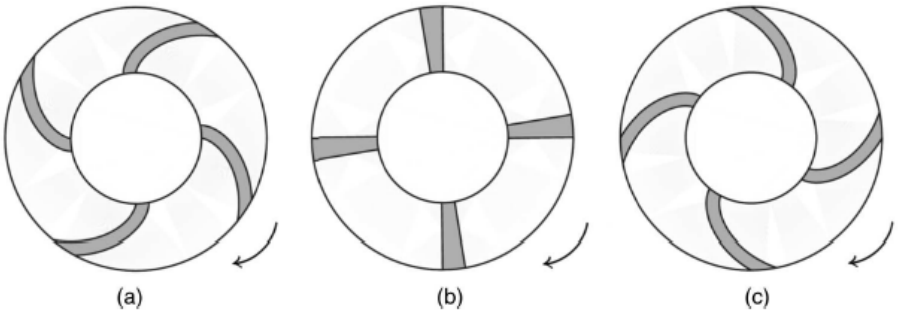


Figura 7.- Corte transversal de turbinas com 4 partidas (4 lâminas) dos seguintes tipos: (a) *strake*; (b) helicoidal; (c) *reverse strake*. (Straalsund *et al.*, 2018).

Dadas as condições do experimento realizado por Straalsund *et al.* (2018), as diferentes turbinas se comportaram de forma similar, com situações particulares em que um tipo brevemente sobressaiu os demais. Observando a Figura 8, nota-se a concordância entre eles, chamando a atenção que para uma velocidade de rotação ótima, a forma helicoidal apresenta maior eficiência.

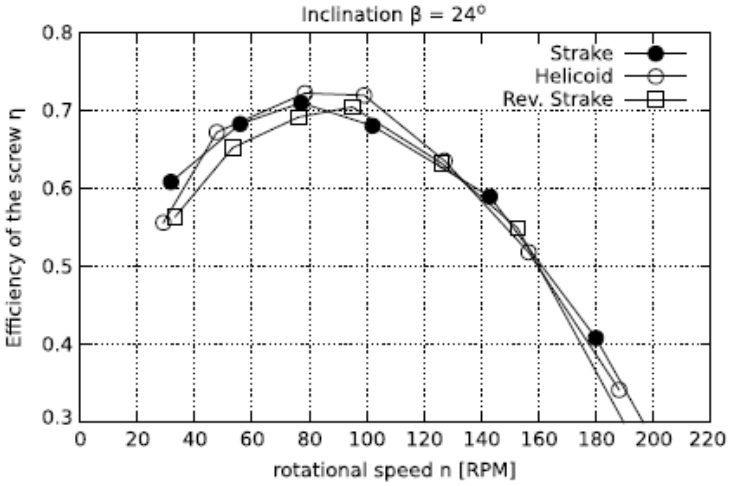


Figura 8.- Gráfico da "Eficiência do parafuso" contra a "Velocidade de rotação" comparativo entre os três tipos de formato de lâminas.

Potência do parafuso

A potência da turbina é dada pela conversão da energia potencial do fluido que entra no sistema e se transforma em energia mecânica. Como exposto em Dellinger *et al*. (2016), a potência é dada por:

$$P_{ASG} = \rho g Q H \eta_{ASG} \qquad [3]$$

Onde P_{ASG} é a potência do parafuso, ρ é a densidade da água, Q é a vazão, g é a aceleração da gravidade, H é a carga e η_{ASG} é a eficiência da turbina, a qual é dada pela formulação:

$$\eta = 1 - \frac{\sum P_{losses}}{P_{hydraulics}} = 1 - \frac{P_l + P_{over} + P_{blade} + P_{trough} + P_{core}}{\rho g Q H} \qquad [4]$$

Sendo P para potência e os índices *losses*, para todas as perdas do sistema; *hydraulic*, para o ganho de energia da massa de fluido; *blade*, para perdas entre fluido e lâminas; *core*, para perdas entre fluido e eixo; *l*, perdas por vazamento; *over*, para perdas por excesso de enchimento; e *trough*, para perdas entre fluido e calha.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

A turbina parafuso de Arquimedes invertido teve seu interesse mais intensificado na última década, principalmente devido aos baixos custos e impactos e sua alta robustez. As pesquisas desenvolvidas recentemente agregam muitas informações a respeito do mecanismo de geração e contribuem em busca de uma melhor eficiência. Vários autores já concordam entre si quando a resultados obtidos para parâmetros geométricos como o avanço (S) e o cálculo da velocidade de rotação (n). Ainda não há concordância entre outros parâmetros como a inclinação (β), em que Lubitz *et al*. (2014) apresentam um valor ótimo de 30º enquanto Dellinger *et al*. (2016), e mais recentemente Dellinger *et al*. (2018) utilizam o valor de 24º sem uma justificativa. Apesar das conclusões, estudos mais completos e explicações mais profundas são necessários. A busca por maneiras de contabilizar e eliminar a maior quantidade possível de perdas do sistema ainda continua sendo o maior desafio das pesquisas a respeito da turbina parafuso de Arquimedes invertido.

Nesse sentido, o estudo em desenvolvimento na UFPR tem como objetivo a simulação computacional de modificações na calha a fim de diminuir a perda por entre a calha e as lâminas; na forma das próprias lâminas e da calha, escolhendo a mais apropriada para o escoamento e que usufrua ao máximo a geração de torque.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANEEL (2003). *Energia Hidráulica: 4.6 – Centrais Hidrelétricas em operação no Brasil*. Disponível em: <http://www2.aneel.gov.br/aplicacoes/atlas/energia_hidraulica/4_6.htm>. Acesso em: 03 nov. 2017.

Budynas, R. G. & Nisbett J. K. (2011). *Elementos de máquinas de Shigley: projeto de engenharia mecânica*. AMGH Editora Ltda., 8ª edição, Porto Alegre.

Dellinger, G., Terfous A., Garambois P.-A. & Ghenaim A. (2016). *Experimental investigation and performance analysis of Archimedes screw generator*. Journal of Hydraulic Research, 54(2), 197-209.

Dellinger, G., Terfous A., Garambois P.-A., Dellinger, N., Dufresne, M., Terfous, A., Vazquez, J., Ghenaim A. (2018). *Computational fluid dynamics modeling for the design of Archimedes Screw Generator*. Renewable Energy, 118, 847-857.

Lashofer, A., Hawle, W., Kampel, I., Kaltemberger F., Pelikan, B. (2012). *State of technology and design guidelines for the Archimedes screw turbine*. Hydro 2012. Bilbao, Spain.

Lee, K. W., Kim, E. S., Chu W. S., Ahn, S. H. (2015). *Design and 3D printing of controllable-pitch archimedean screw for pico-hydropower generation*. Journal of Mechanical Science and Technology, 29(11). DOI 10.1007/s12206-015-1032-y.

Lubitz, W., Lyons, M., & Simmons, S. (2014). *Performance model of archimedes screw hydro turbines with variable fill level*. Journal of Hydraulic Engineering, 140(10). http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000922

Muysken, J. (1932). "Berekening van het nuttig effect van de vijzel.". De Ingenieur, 21, 77–91.

Nuernbergk, M., & Rorres, C. (2013). *Analytical model for water inflow of an Archimedes Screw used in hydropower generation*. Journal of Hydraulic Engineering, 139(2), 213–220.

Radlik, K.-A. (1997). *Wasserkraftschnecke zur Energieumwandlung. [Hydrodynamic screw for energy conversion]*. Patente nº DE 4139134 C2.

Rohmer, J., Knittel, D., Sturtzer, G., Flieller, D., Renaud, J. (2016). *Modeling and experimental results of an Archimedes screw turbine*. Renewable Energy. 94, 136-146.

Straalsund, J. L., Harding, S. F., Nuernbergk, D. M., Rorres, C. (2018). *Experimental Evaluation of Advanced Archimedes Hydrodynamic Screw Geometries*. Journal of Hydraulic Engineering, 144(8). https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0001479

IAHR **AIIH**

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

ESTUDIO EN MODELO HIDRÁULICO DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL TORNILLITO (HONDURAS)

Joan Nathalie Suárez Hincapié*, Fernando Mejía Fernández** y Jorge Julián Vélez Upegui***
Grupo de Trabajo Académico en Ingeniería Hidráulica y Ambiental, Facultad de Ingeniería y Arquitectura,
Universidad Nacional de Colombia sede Manizales, Colombia
jnsuarezh@unal.edu.co; fmejiaf@unal.edu.co**; jjvelezu@unal.edu.co****

RESUMEN:

Se presentan en este documento los resultados obtenidos a través de un estudio en modelo físico a escala reducida (1:85) de las estructuras que conforman el Proyecto Hidroeléctrico El Tornillito (dueño HIDROVOLCÁN. Honduras; diseñador INGETEC, Colombia) y el análisis de los efectos del funcionamiento del mismo sobre la descarga de la Central. Así, la reproducción en el modelo de la topografía relevante del embalse, las estructuras de excedencia, el canal de la descarga de la central, y un tramo de río aguas abajo de la presa permitió generar las condiciones de frontera adecuadas para reproducir las singularidades de la presa y las obras anexas para la recopilación de la información relevante para optimizar el diseño del proyecto hidroeléctrico a través de una serie de pruebas, todas ellas llevadas a cabo en el Laboratorio de Hidráulica de la Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales.

PALABRAS CLAVES: *modelación física, descargas de fondo, similitud hidráulica.*

ABSTRACT:

This document presents the results obtained through a study in a physical model on a reduced scale (1:85) of the structures that form the El Tornillo Hydroelectric Project (owner HIDROVOLCÁN, Honduras, designer INGETEC, Colombia) and the analysis of the effects of its operation on the discharge of the Power Plant. Thus, The reproduction in the model of the relevant topography of the reservoir, the exceedance structures, the discharge channel of the plant, and a section of river downstream of the dam allowed generating the adequate border conditions to reproduce the singularities of the dam and the annexed works for the compilation of the relevant information to optimize the design of the hydroelectric project through a series of tests, all of them carried out in the Hydraulic Laboratory of seat of the National University of Colombia (Manizales).

KEYWORDS: physical modeling, background discharges, hydraulic similitude.

INTRODUCCIÓN

Este trabajo fue realizado por la Universidad Nacional de Colombia sede Manizales para HIDROVOLCÁN, empresa dueña del Proyecto Hidroeléctrico El Tornillito (aprovechamiento del río Ulúa en Honduras, Figura 1) bajo la asesoría de INGETEC S.A., diseñadora del proyecto, y consistió en un estudio que permitió la verificación y la optimización de los diseños de las estructuras que conforman esta obra y de los efectos sobre el canal de descarga de la Casa de Máquinas al momento de la operación. Se destacan los aportes en el diseño del proyecto, en las orientaciones del trabajo del modelo y en las soluciones encontradas en los ajustes a los diseños de los ingenieros Filadelfo Canales de HIDROVOLCÁN y Joaquín Piñeros de INGETEC.



Figura 1.- Imagen renderizada de la ubicación del proyecto Hidroeléctrico el Tornillito.
Fuente http://hidrovolcan.com

Se relacionan en este documento los resultados principales obtenidos a través de la ejecución de pruebas que fueron encaminadas a la recopilación de la información sobre los principales fenómenos de interés, hasta que se pudiese llegar a una optimización de los diseños para posteriormente ser materializados en el prototipo y propender por la efectiva operación de la central hidroeléctrica durante toda su vida útil.

DESCRIPCIÓN DE LAS INSTALACIONES DEL LABORATORIO Y DEL MODELO

Para el planteamiento del modelo se utilizó el principio de aprovechar al máximo las instalaciones existentes dentro del Laboratorio de Hidráulica de la sede Manizales de la Universidad Nacional de Colombia. Bajo el concepto anterior se escogió una escala de 1:85 con base en el caudal máximo de operación del modelo y su relación con la capacidad de bombeo del Laboratorio, garantizando su abastecimiento, representado en un caudal máximo de descarga de 376 l/s aproximadamente, con el cual se reprodujo la Creciente Máxima Probable -CMP- que equivale a 25046 m3/s. Una vez escogida la escala, se dimensionó y delimitó el modelo para verificar que el espacio del que se disponía en el Laboratorio fuera el apropiado (Figura 2).

La misma disposición de espacios y la infraestructura del Laboratorio llevaron a que el desagüe del modelo se hiciera a través de las tuberías y canales existentes permitiendo así optimizar el circuito hidráulico requerido por el modelo.

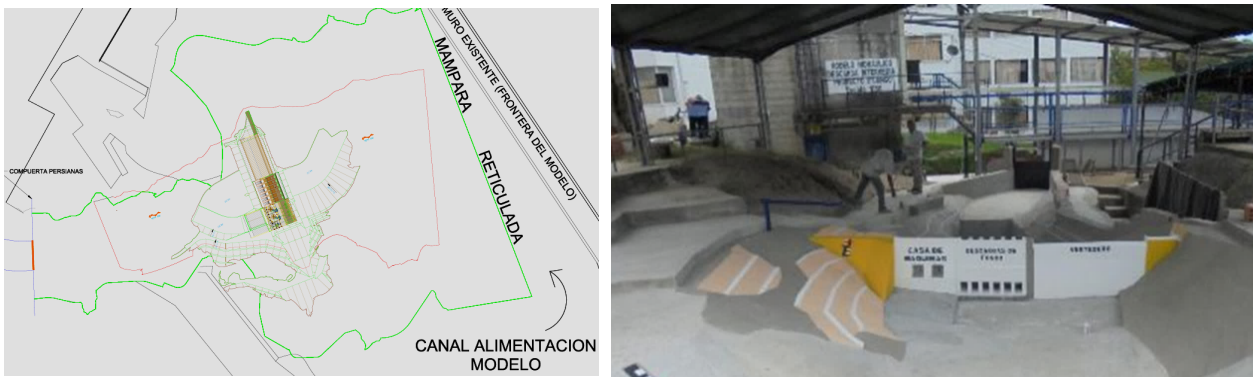


Figura 2.- Ubicación del modelo dentro de las instalaciones del Laboratorio de Hidráulica.

METODOLOGÍA DE TRABAJO UTILIZADA. INSTRUMENTACIÓN

Una vez verificada la información requerida sobre el proyecto y siguiendo el programa de trabajo propuesto a INGETEC S.A. por parte de la Universidad y aprobado por ellos, se dio inicio al estudio con el análisis teórico de los fenómenos hidráulicos esperados en el comportamiento de las estructuras, seguido del diseño sobre planos de todos los aspectos relacionados con la construcción del modelo.

Al respecto, se emprendió la construcción de un modelo físico con escalas horizontal y vertical iguales de 1:85, regido por los criterios de similitud de Froude, en donde se reprodujo la topografía relevante del embalse, la presa y la ataguía, las estructuras de excedencias (descargas de fondo y vertedero a descarga libre), la toma y descarga de la central y un tramo de río aguas abajo de la presa, de tal manera que se generaran condiciones de frontera adecuadas y se reprodujeran las singularidades de la presa y las obras anexas que influirían las líneas de corriente.

La topografía del área de descarga del vertedero y el cauce del río se modelaron hasta una distancia de 500 m aguas abajo del eje de presa y hasta una cota de 78 msnm. Es importante decir que el modelo se construyó de manera que pudiese cambiarse con facilidad la configuración geométrica de éste según las necesidades presentadas durante la investigación.

También, se realizó el diseño de la instrumentación del modelo, en donde se dispusieron los elementos necesarios para poder medir caudales, presiones, niveles, determinación de la simetría y la sobre elevación del flujo, líneas de corriente, entre otras variables. Además, se realizó la medición de la socavación máxima generada en la zona del cuenco de socavación y la determinación de niveles de flujo en el cuenco.

Vale la pena anotar que el modelo fue construido inicialmente en estas condiciones, pero después de varias pruebas fue necesario modificarlo por la aparición de problemas geológico - geotécnicos en la ladera izquierda que obligaron a correr el proyecto unos metros aguas abajo, lo que cambió las condiciones de operación del modelo y obligó a reconstruirlo, manteniendo vigentes las pruebas que no se afectaban en su resultado y planteando la repetición de pruebas que sí resultaban afectadas por el corrimiento del proyecto hacia aguas abajo. Por ello, lo que se presenta enseguida en este documento tiene que ver fundamentalmente con el modelo reconstruido.

OPERACIÓN DEL MODELO

Posterior a las fases de diseño, construcción, instrumentación y calibración del modelo físico, se procedió a la operación del modelo para afinar el diseño de las obras hidráulicas del proyecto, la cual se concentró en una primera instancia en definir los posibles cambios en la

geometría de las descargas de fondo – ángulo del deflector- y sus defensas ante la socavación, la máxima socavación posible, las características operativas críticas de las descargas de fondo y las posibles interferencias de estas con la Central.

Definida la geometría con cambios como el de la altura de las descargas de fondo (se denominó la descarga N° 1 la más cercana a la casa de Máquinas y la 6 la más próxima a la presa en RCC -margen derecha-), del ángulo del deflector de las descargas de fondo y el recorte de la longitud del vertedero a descarga libre, se procedió a realizar las pruebas definitivas para determinar la capacidad hidráulica del vertedero analizando diferentes niveles de embalse, la acción de la operación de la Central -ya fuera con una o dos turbinas-, y se estudiaron diferentes condiciones de apertura de compuertas.

En esta etapa, también se evaluaron otros cambios en la geometría como la longitud, ángulos y altura de los muros separadores entre las estructuras, canal de descarga de la Casa de Máquinas, muros separadores de las descargas de fondo y muros de encauzamiento del vertedero a descarga libre. Estas pruebas fueron complementadas con la verificación de las medidas de protección ante eventos de socavación propuestas y con la medición del ingreso de material al canal de descarga de la Central.

Aguas arriba del eje de presa se evaluó la formación de los conos de limpieza de los sedimentos tanto frente a las bocatomas como a la entrada de las descargas de fondo.

Inicialmente, se realizaron las pruebas necesarias para verificar la capacidad de descarga de las descargas de fondo, con diferentes aperturas (10%, 50% y 100%), tanto simultáneas como individuales y teniendo un nivel en el embalse de 105,5 m.s.n.m. La operación se efectuó manteniendo el nivel requerido lo más estable posible durante un periodo de tiempo tal que permitiera realizar la lectura del nivel del agua en un canal de aforos y luego llevar dicho dato a la fórmula del vertedero (rectangular suprimido) y así conocer el caudal. Ver Figura 3.

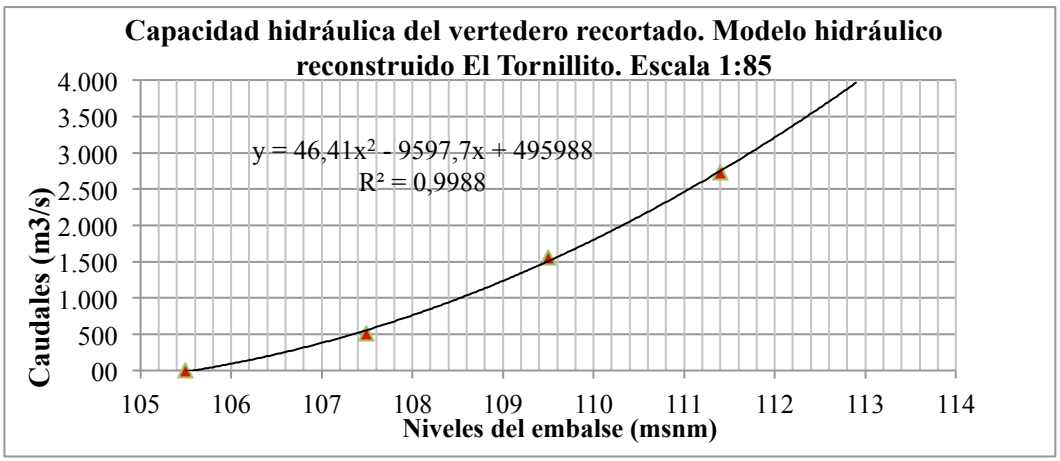


Figura 3.- Comportamiento del flujo, compuerta 5, apertura 100% (Izq.); Comportamiento del flujo, todas las compuertas en apertura simultánea del 100% (Der.)

De igual manera, con el fin de contar con curvas de calibración que representaran la capacidad de descarga del vertedero, se realizaron pruebas con diferentes caudales y cotas de nivel en el embalse, partiendo desde el nivel 105,5 m.s.n.m. hasta el 111,4 m.s.n.m. con las descargas de fondo abiertas totalmente. En la gráfica 1 se ilustra la curva de calibración para apertura total de todas las descargas, variando el nivel del embalse (Ver figura 4)



Figura 4.- Funcionamiento del sistema de vertedero (Izq.); Comportamiento del flujo, todas las compuertas en apertura simultánea del 100% (Der.)



Gráfica 1.- Capacidad hidráulica del vertedero. Modelo reconstruido. El Tornillito.

Otras pruebas dentro de la operación del Modelo consistieron en la selección de un ángulo para el deflector de la salida de las descargas de fondo. Se ensayaron ángulos de 0°, 15° y 25° alternándolos con diferentes porcentajes de aperturas en las descargas y el número de estas funcionando; para estas pruebas se mantuvo el nivel en el embalse en 105,5 msnm. Se ha comprobado mediante numerosas experiencias en modelos y prototipos que el incremento del ángulo de disparo conlleva a una mayor disipación de energía del chorro y por tanto a una reducción de la velocidad de las contracorrientes (en este caso particular, especialmente la que actúa sobre la pata de la presa), aunque también a un incremento en la profundidad de socavación, por lo que debían ensayarse diferentes ángulos de disparo para encontrar el más conveniente.

Durante ese proceso se realizaron pruebas en donde se midieron las velocidades en diferentes puntos a lo largo de la pata de la presa, en la zona de salida de las descargas de fondo y en la zona aledaña al canal de descarga de la Central; esta medición de velocidades se acompañó con la descripción de las líneas de corriente predominantes en la zona del cuenco de socavación y con la socavación producida como se evidencia en la Figura 5.



Figura 5.- Resultado de la socavación producida por la implementación de diferentes ángulos de salida de las descargas de fondo. Derecha: 0°, Izquierda: 25°, todas las descargas funcionando. Nivel de embalse 105,5 msnm.

En las pruebas para ensayar los diferentes tipos de enrocado de protección de la salida de las descargas de fondo, se utilizó un material que en prototipo representaba rocas de 1,0 y 1,5 m de diámetro con un espesor de 10 m y por debajo de este un material resultante de la fragmentación de la roca por el chorro. En cada una de las pruebas se hicieron observaciones correspondientes al flujo en los ductos de las descargas de fondo y si el mismo impacta el muñón de las compuertas y está contenido por los muros; además, se observaron las condiciones del flujo en la zona del cuenco concentrándose en la afectación del flujo en el canal de descarga por efecto del flujo por la descarga de fondo y de las condiciones de entrega del chorro al río y de la descarga, operando con mediciones de la velocidad frente a las descargas de fondo, patrones de socavación, niveles en el canal de descarga de la Central y peso del material que ingresa a dicho canal (Figura 6).



Figura 6.- Enrocado de protección de diámetro 1,5 m. Niveles de flujo, socavación resultante.

Seguidamente, se realizaron las pruebas para establecer los modos de operación de las compuertas, teniendo las descargas de fondo bajo diferentes configuraciones de aperturas y el embalse en la cota 105,5 msnm, para así obtener el perfil hidráulico completo del chorro hasta la entrega en el río. Además, se realizaron las observaciones correspondientes al flujo en los ductos de las descargas de fondo y si el mismo impacta el muñón de las compuertas y está contenido por los muros; además, se observaron las condiciones del flujo en la zona del cuenco concentrándose en la afectación del flujo en el canal de descarga por efecto del flujo por la descarga de fondo y de las condiciones de entrega del chorro al río y de la descarga operando. Se tomaron abundantes fotos del lecho del río después de la prueba, detectando los puntos de máxima socavación y barras (Ver figura 7).



Figura 7.- Detalle de la operación de las descargas.

Por solicitud de INGETEC -diseñadora del proyecto- se realizó un cambio en el ancho del vertedero, el cual originalmente tenía un ancho de 128 m y se recortó hasta 98 m (medidas prototipo). Con el fin de estudiar este proceso, se realizaron pruebas para verificar el comportamiento hidráulico (Figura 8).



Figura 8.- Izquierda: Verificación del comportamiento hidráulico general del sistema general de vertederos nivel 111.4 msnm. Derecha: Verificación del comportamiento hidráulico general del sistema de vertederos para el paso de la Creciente Máxima Probable

Bajo esta modificación, se realizaron pruebas como la verificación de los niveles del agua frente a la central con y sin la influencia de las descargas de fondo para, de forma complementaria, estudiar el efecto de la prolongación del muro derecho ubicado a la salida de la descarga de la central, variando su longitud original en 5 y 10 metros. Durante esta prueba, se estudiaron los efectos de operar la casa de máquinas con una y dos turbinas (Figura 9).



Figura 9.- Detalle de la operación con descargas de fondo en condición de apertura, caudal con período de retorno de 100 años y muro prolongado 10 m.

Para verificar los niveles de agua frente a la central con y sin la influencia de las descargas de fondo e implementada la prolongación de muro derecho de la salida del canal de descarga de la central a 10 metros, se procedió a la elaboración de un cuenco pre excavado (Ver figura 10).



Figura 10.- Detalle de la operación del modelo teniendo el cuenco pre excavado.

Dentro del grupo de pruebas también se realizaron algunas para llegar a la determinación de la forma del cono de limpieza de los sedimentos en la zona de bocatoma.

Las condiciones iniciales para esta prueba fueron las siguientes: con la zona de sedimentos aguas arriba inalterada, con la compuerta N° 6 abierta al 100% y demás compuertas cerradas, operando para un caudal con período de retorno de 2 años, con la central operando con dos turbinas

(caudal de 378 m3/s) y manteniendo un nivel de embalse en la cota 105,5 msnm. La operación se repitió para los periodos de retorno de los 10 y 100 años, ver la Figura 11.



Figura 11.- Detalle de la operación del modelo teniendo el cuenco pre excavado.

Para finalizar el grupo de pruebas se estudió un cambio en el ángulo de convergencia del muro derecho del vertedero con el fin de alejar el flujo de la ladera derecha. Las condiciones iniciales de esta prueba fueron las siguientes: con el fondo móvil inalterado aguas abajo de la presa, con todas las compuertas abiertas al 100%, con la prolongación de 10 m del muro del canal de descarga de la central, con la central sin operar, un enrocado de protección de diámetro mínimo 1,5 m localizado frente a las descargas con un espesor de 10 metros, un nivel de embalse en la cota 110,5 msnm y con el muro derecho del vertedero formando un ángulo de 22° con la dirección del flujo, para luego variar el nivel de embalse a la cota 111,4 msnm y realizar nuevamente la prueba (Ver figura 12).



Figura 12.- Izquierda: Detalles del cambio de convergencia del muro derecho del vertedero. Derecha: operacion del modelo todas las compeurtas abiertas, Nivel de embalse 110,5 msnm

RESULTADOS Y CONCLUSIONES

- En el modelo original se realizaron pruebas que no se consideró necesario repetirlas sobre el modelo reconstruido pues en sus resultados prácticamente no influía la nueva topografía, ni los cambios en las dimensiones de la presa RCC, ni el nuevo alineamiento del vertedero a descarga libre.

- Las pruebas realizadas para la determinación de la capacidad hidráulica de las descargas de fondo operando individual y simultáneamente con una altura original de

los orificios de 13,25 m establecieron para ellas un caudal de operación con el nivel de embalse de 105,5 msnm superior al esperado teóricamente (un coeficiente de descarga por encima del teórico), lo que llevó a los diseñadores a reducir la altura de los orificios hasta 12,35 m con el fin de garantizar la evacuación esperada con efectos económicos y técnicos favorables por la reducción de dichos orificios.

Efectivamente, se pudo determinar satisfactoriamente la capacidad hidráulica de las descargas de fondo operando individual y simultáneamente tanto con la altura original de los orificios como con la reducida, superior a la esperada (coeficiente de descarga de 0,74 aprox. para operación individual y 0,80 para operación simultánea). En estas condiciones, apareció la descarga N°1 operando individualmente (más cercana a la Casa de Máquinas) como la que descarga mayor caudal frente a las demás para las mismas condiciones de operación. Todo indica, como lo planteara la interventoría, que estas descargas funcionan hidráulicamente más como un tubo corto que como un orificio.

- El ensayo de tres deflectores de distinto ángulo a la salida de las descargas de fondo con la intención principal de evaluar su efecto sobre la socavación en el cuenco, sobre el ingreso de material al canal de descarga de la Casa de Máquinas, sobre las velocidades de las corrientes y sobre los niveles que se tendrían en el canal de descarga de la Casa de Máquinas llevó a la determinación de adoptar finalmente el de 15°. Las principales razones para su escogencia radican en que, por ejemplo, en pruebas comparables la socavación con 15° alcanzó la cota 22,7 msnm frente al diente de protección y el ingreso de sedimentos al canal de descarga de la casa de máquinas fue de 23 t, mientras que estas mismas variables tuvieron valores de 18 msnm y 5665 t para el ángulo de 0° y de 22,4 msnm y 3275 t para el ángulo de 25°. Por ello, todas las pruebas siguientes se ejecutaron con ángulo de 15°.

- Las pruebas realizadas con dos enrocados de protección contra la socavación a la salida de las descargas de fondo, de diámetro 1,0 m y 1,5 m, no mostraron resultados suficientemente buenos para pensar que ellos pudieran mejorar las condiciones de socavación, pues incluso para el enrocado de 1,5 m de diámetro la socavación seguía alcanzando cotas hasta de 19,8 msnm y seguían ingresando hasta 5764 t al canal de descarga de la Casa de Máquinas, lo que obliga a pensar en otras alternativas de protección.

- En cuanto a la capacidad hidráulica del conjunto de las estructuras de descarga (de fondo más vertedero a descarga libre), el exceso con respecto a lo esperado se mantiene para caudales altos, lo que permitió que se tomara la determinación de recortar el vertedero en 30 m en su margen derecha, dejándolo con una longitud de 98 m, con el doble propósito de reducir el impacto del chorro que descarga sobre la ladera derecha y que pone en riesgo grave la estabilidad de la misma. Sin embargo, se observó que este impacto se mantenía y que por tanto se hacía necesario el perfilado de la ladera o tomar medidas como la reorientación de la pared derecha del vertedero haciéndola converger hacia la izquierda, para alejar el chorro de la ladera.
  En efecto, se hicieron pruebas con un ángulo de convergencia de 22° en la pared derecha, con lo que se elimina el impacto.

- Relacionado con la socavación que genera en el cuenco el paso de crecientes a través de las descargas de fondo y el efecto negativo que puede tener la operación de las compuertas más cercanas a la Casa de Máquinas, la N°1 y la N°2, pudo comprobarse

que, efectivamente, la operación de tales compuertas genera una alta socavación sobre el muro pantalla que se tiene al lado derecho de la plataforma de salida de la descarga N°1, con una cota máxima de hasta 23 msnm operando la descarga N° 2, lo que incidió de manera determinante en la selección para estudio de varias condiciones de operación de compuertas en las cuales las compuertas N°1 y N°2 se dejan cerradas, por ejemplo para el paso de la creciente de los 100 años.

- Con la determinación de experimentar sobre el efecto positivo que tendría una prolongación del muro derecho del canal de descarga de la Casa de Máquinas entre 5 y 10 m y una ligera deflexión de 5° en esta prolongación, se realizaron pruebas (para medir la interferencia que pudieran tener las crecientes con el funcionamiento de la Central) que demostraron la efectividad de dicha prolongación, pero especialmente la de los 10 m, en cuanto a reducir sustancialmente la cantidad de sedimento que ingresa al canal de descarga de la Casa de Máquinas (2545,6 t para 5 m, y 1526,1 t para 10 m) y en cuanto a reducir el incremento en los niveles de flujo en el mismo canal.

- La conveniencia del cuenco pre excavado se evidenció con los resultados de las pruebas que se hicieron para medir la interferencia de crecientes con la central, pues los niveles de flujo que se tuvieron en el canal de descarga de esta se redujeron con la pre excavación, al igual que la socavación. En efecto, sin ella, los niveles promedio en dicho canal para la creciente de los 100 años fueron de 53,70 msnm y con ella, fueron de 52,45 msnm con una turbina operando; a su vez, con dos turbinas operando, sin la pre excavación, los niveles promedio en dicho canal para la creciente de los 100 años fueron de 54,76 msnm y con la pre excavación, fueron de 53,54 msnm. Así mismo, la socavación máxima sin pre excavación llegó a la cota 22,5 msnm y con ella a la cota de 23,4 msnm.

- Aparte de lo anterior, puede deducirse aquí que el paso de una creciente grande como la de los 100 años sí aumenta sustancialmente los niveles de flujo en el canal de descarga de la central.

- Las corrientes y contracorrientes que se generan en el cuenco de socavación durante el paso de crecientes se caracterizan por una corriente principal generada por las descargas que se encauza río abajo y dos contracorrientes que se forman a lado y lado de la anterior, una a la derecha en dirección a las manecillas del reloj que resbala frente a la pata del vertedero a descarga libre y se mezcla finalmente con la corriente que genera las descargas, y otra a la izquierda en dirección contraria a las manecillas del reloj que pasa frente a la salida del canal de descarga de la central, sin ingresar a él (mientras estén descargando las turbinas) antes de mezclarse también con la corriente que genera las descargas. De entre ellas se destacan las velocidades máximas que se alcanzan en la contracorriente que resbala sobre la ladera (inestable) izquierda, hacia el canal de descarga de la Casa de Máquinas, con valores hasta de 6,7 m/s.

- En la prueba para establecer en el modelo la CMP se resaltan detalles como el de un nivel en el embalse de 113,6 msnm con parapeto en la presa Hard Fill hasta la cota 112,5 msnm, y en la presa RCC hasta la cota 111,4 msnm, lo que conllevó un rebose en ambas, con velocidades del flujo que escurre por la transición presa – ladera de 16,5 m/s y 22,3 m/s respectivamente. Se recomendó entonces un realce del parapeto de la presa Hard fill hasta la cota 114,2 msnm, pero este asunto estuvo tratándose en pruebas posteriores con la participación de funcionarios de HIDROVOLCÁN

(parapeto en Hard fill hasta la cota 114,5 msnm, que tuvo un ligero rebose con un caudal de 25152 m3/s -por encima del de la CMP-) y las determinaciones finales sobre alturas de parapetos no se concretaron, a la espera de posibles pruebas adicionales.

- Cuando se analiza la capacidad de los muros laterales del vertedero a descarga libre para contener y conducir a través suyo las grandes crecientes, se tiene en casi todos los casos -tanto para el vertedero de 128 m como para el de 98 m (recortado)- rebose por encima de ellos en puntos definidos que se ilustran en el capítulo de resultados (ítems 6.2.4, 6.3.3 y 6.3.4) y en planos anexos a este informe (carpeta N°4). Se ve entonces la necesidad de realzar mínimamente estas paredes en las cantidades mostradas en dichos planos y anunciadas en los resultados (ítems 7.2.4, 7.3.3 y 7.3.4).

- De todas maneras, de las pruebas realizadas con la visita de funcionarios de HIDROVOLCÁN quedó una inquietud sobre la necesidad de realizar pruebas adicionales que definieran asuntos como la convergencia de paredes, longitud del vertedero y por lo tanto alturas y geometría de esas paredes. (Nota: estas pruebas estarían por realizarse en el mes de julio de 2018).

- Las presiones máximas alcanzadas en las descargas de fondo para la CMP se concentraron en los deflectores de las descargas centrales con un valor máximo en el fondo del deflector de la descarga N°4 de 20,70 m.c.a., y en el vertedero a descarga libre las máximas presiones se presentaron, como era de esperarse, en el fondo del deflector, con un valor máximo de 45,1 m.c.a.

  También se presentaron algunas presiones negativas en la cresta de la gola, con un máximo valor de -6,5 m.c.a. especialmente en el costado de la presa RCC.

- En relación con las pruebas realizadas para estimar el comportamiento de conos de limpieza de los sedimentos que se depositan frente a las bocatomas y a las descargas de fondo, se observó en general la formación de dichos conos de manera diferenciada tanto en las bocatomas como en las descargas de fondo para distintas condiciones de operación de las compuertas, información que refuerza las determinaciones a tomar en cuanto a las condiciones de operación de las compuertas.

- Se observó un fuerte impacto sobre el muro derecho del canal de descarga de la central por el flujo proveniente de las descargas de fondo N°1 y N°2. En consecuencia, para los niveles 105,5 msnm y 111,4 msnm el chorro alcanza a sobrepasar dicho muro entre 6,0 y 8,0 m y en unas longitudes entre 52 y 55 m. Debe pensarse si esto amerita realzar el muro o si se considera que no tiene consecuencias graves y por lo tanto puede dejarse como está.

- En las pruebas que se realizaron para observar el efecto de las descargas de fondo funcionando como túnel de desvío, en especial la socavación que se genera a la salida de las descargas de fondo, si se toma como referencia la cota del borde inferior del babero de los deflectores de 15° de las descargas de fondo (49,16 msnm) en cuanto a lo que se descubre del diente de protección, se observa que este se descubre hasta la cota 44 msnm, o sea 5,16 m, en la prueba con enrocado de protección de 1 m de diámetro, y hasta la cota 38 msnm, o sea 11,16 m, en la prueba con una mezcla de materiales. Estos resultados también influirán en la determinación final a tomar sobre el sistema de protección a utilizar en la salida de las descargas de fondo.

- Como anomalías especiales en el comportamiento de la zona del cuenco de socavación y el canal de descarga de la Casa de Máquinas para caudales muy grandes (CMP, crecientes con niveles de embalse 111,4 msnm y 110,5 msnm) se pueden anotar que en general la contracorriente de la izquierda pasa por encima de los dos muros del canal de descarga de la Casa de Máquinas, con un intenso oleaje.

- En el estudio realizado para las distintas condición de operación de compuertas en procura de definir la mejor en cuanto a socavación generada en el cuenco, ingreso de material al canal de descarga de la Casa de Máquinas y niveles en dicho canal después del paso de la creciente de los 100 años y con la Casa de Máquinas operando con dos turbinas, se concluye que la condición de operación en la cual las compuertas N°1 y N°2 se encuentran cerradas, la N°3 abierta al 55% y las N°4, N°5 y N°6 abiertas al 100% (modo N° 4 de operación de compuertas) resulta ser la más conveniente, pues registra el menor nivel en el canal de descarga después del paso de la creciente (51,96 msnm en promedio), la menor socavación máxima en el cuenco (cota 25 msnm) y el menor ingreso de material al canal de descarga (49,74 t) en comparación con los resultados de las pruebas realizadas con otras condiciones de operación. Sin embargo, los modos de operación de compuertas N° 2, N° 3 y N° 5 ofrecen bondades que ameritan su uso

AGRADECIMIENTOS

El Laboratorio y los ponentes agradecen a los dueños del proyecto (HIDROVOLCÁN) y a los diseñadores (INGETEC S.A.) – en particular a los ingenieros Filadelfo Canales y Joaquín Piñeros, respectivamente – la colaboración obtenida para la ejecución del estudio y para la difusión de este en el Congreso.

REFERENCIAS

Brasil, A., Martins, L. and Pacheco de Assis, A. (2013). "Experimental and Physical Modeling of Bed Load Heterogeneous Sediment Transport" *International Journal of Geomechanics*.

Chadwick, A. and Morfett, J. (1999). Hydraulics in civil and Environmental Engineering. Third edition. E& FN SPON. London.

Echávez, G (1996). Introducción a los modelos hidráulicos de fondo fijo y a la ingeniería experimental. Universidad Nacional Autónoma de México. México, México.

Holman, J.P. (1977). Métodos experimentales para Ingenieros. Editorial McGraw – Hill.

Rodríguez D., Héctor A. (2001) Hidráulica Experimental. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.

Mataix, C. (1982). Mecánica de fluidos y máquinas hidráulicas. México Alfaomega Oxford University Press 1982 [reimpresión 2007], 660 p.

Szymkiewicz, R. (2010).Numerical Modeling in Open Channel Hydraulics. Dordrecht : Springer

Vergara, M.A. (1993). Técnicas de modelación en hidráulica. Ediciones Alfaomega, Mexíco, D.F., 294 p.

IAHR **AIIH**

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

DEFICIENCIAS DE LOS MÉTODOS CONVENCIONALES EN EL CÁLCULO DE PERFILES DE FGV EN CANALES DE SECCIÓN COMPUESTA

***Aldo Alberto Rangel Torres*[1], *Víctor Manuel Arroyo Correa* [2]**
[1] *Maestría en Ingeniería Civil Hidráulica, Universidad Nacional Autónoma de México,* [2] *Departamento de posgrado, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua,* [1, 2] *México.*
[1] *alrangelt@hotmail.com,* [2] *vmarroyo@tlaloc.imta.mx*

RESUMEN:

La teoría convencional para la determinación de perfiles de Flujo Gradualmente Variado (FGV) está ampliamente probada en el diseño de canales de sección simple y en secciones irregulares, no así en los canales de sección prismática compuesta.

Se ha demostrado que existe presencia de múltiples tirantes críticos ($yc's$) para un mismo gasto en canales compuestos, esto debido a la solución de ecuaciones nuevas para el número de Froude basadas en los criterios de energía específica mínima y momentum mínimo. Sin embargo la omisión en la aplicación de estas ecuaciones en los *softwares* de uso común ha llevado a la aparición de inconsistencias en el cálculo de perfiles de FGV para este tipo de canales.

De aquellos programas que si permiten el cálculo de perfiles de FGV en secciones compuestas se encuentran el HEC-RAS y el EPA SWMM, ambos de uso libre; el primero de amplio uso en el análisis de cauces y el segundo en el diseño y revisión de sistemas de drenaje sanitario.

En el presente trabajo se aborda un ejemplo de la aplicación de los programas anteriores, esto con el propósito detectar inconsistencias en los métodos convencionales de cálculo de FGV en un canal compuesto y justificar la necesidad de la implementación de las metodologías correctas.

ABSTRACT:

The conventional theory for the determination of Gradually Varied Flow profiles (FGV) is widely proven in the design of channels of simple section and irregular sections, but not in the channels of composite prismatic section. It has been demonstrated that there is presence of multiple critical depths ($yc's$) for the same flow in composed channels, this due to the solution of new equations for Froude´s number based on the criteria of minimum specific energy and minimum momentum. However, the omission in the application of these equations in commonly used softwares has led to the appearance of inconsistencies in the calculation of FGV profiles for this type of channels. Examples of those programs that do allow the calculation of FGV profiles in composite sections are the HEC-RAS and the EPA SWMM, both of free use; the first of wide use in the design of rivers and the second in the design and revision of sanitary drainage systems.

In the present work an example of the application of the previous programs is approached, this with purpose to detect inconsistencies in the conventional methods of calculation of FGV in a compound channel and justify the need of the implementation of the correct methodologies.

PALABRAS CLAVES: *Canal de sección compuesta, FGV en canales compuestos, tirantes críticos múltiples, MCDC*

INTRODUCCIÓN

El flujo gradualmente variado (FGV) se produce cuando existen leves variaciones en el tirante y la velocidad de flujo a lo largo de un canal de gasto constante, y está íntimamente relacionado con la pérdida por fricción, la cual es factible de valuar previamente.

El uso de canales de sección compuesta se ha extendido en zonas urbanas como emisores de aguas pluviales o como áreas inundables en caso presencia de caudales atípicos, lo anterior debido a su capacidad de transitar gastos menores en la sección central, y gastos mayores en conjunto al inundarse los niveles superiores.

Se ha demostrado que existe presencia de múltiples tirantes críticos $yc´s$ para un mismo gasto en este tipo de canales, esto debido a la solución de ecuaciones nuevas para el número de Froude $F_B = 1$ basadas en los criterios de energía específica mínima y momentum mínimo.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La teoría convencional para la determinación de perfiles de FGV está ampliamente probada en el diseño y revisión de canales de sección prismática simple y ha obtenido resultados aceptables para el cálculo en secciones irregulares. Por ello existe una amplia variedad de programas de cómputo que permiten determinar los perfiles de FGV en estos tipos de canales.

Sin embargo la omisión en la aplicación de las ecuaciones que permitan encontrar los múltiples $yc´s$ en canales compuestos genera inconsistencias en el cálculo de perfiles de FGV.

A pesar de que hoy en día ya existen métodos para la determinación de los tirantes críticos múltiples partiendo de los criterios de Energía específica mínima (Blalock y Sturm) y de Momentum mínimo (Chaudhry y Bhallamudi), no se ha llevado acabo su implementación en los softwares de uso común.

OBJETIVOS

1.- Llevar acabo la aplicación de los programas HEC-RAS y SWMM en la solución de un perfil de FGV en un canal de sección compuesta, esto el con propósito detectar inconsistencias en los métodos convencionales de cálculo y justificar la necesidad de la implementación de las metodologías correctas en la detección de los tirantes críticos posibles para este tipo de canales.

MARCO TEÓRICO

Método de Blalock y Sturm

Ambos autores propusieron el uso de una nueva forma del número de Froude basada en el concepto de la energía específica mínima y establecieron un procedimiento de cálculo para determinar los tirantes críticos múltiples en canales de sección compuesta. Dicho número es:

$$F_B = \left(\frac{Q^2}{2\, g' K^3} \left[\frac{\sigma_2\, \sigma_3}{K} - \sigma_1 \right] \right)^{1/2} \qquad [1]$$

Donde

$$\sigma_1 = \sum \left[\alpha_i \left(\frac{K_i}{A_i} \right)^3 \left(3\, T_i - 2\, R_{h_i} \frac{dP_i}{dy} - 3\, \frac{A_i}{n_i} \frac{dn_i}{dy} \right) \right] \qquad [2]$$

$$\sigma_2 = \sum \left(\frac{\alpha_i\, {K_i}^3}{{A_i}^2} \right) \qquad [3]$$

$$\sigma_3 = \sum \left[\frac{K_i}{A_i} \left(5\, T_i - 2\, R_{h_i} \frac{dP_i}{dy} - 3\, \frac{A_i}{n_i} \frac{dn_i}{dy} \right) \right] \qquad [4]$$

En donde

$$\frac{A_i}{n_i}\frac{dn_i}{dy} = \left[\frac{1}{6} - 0.434294\,\alpha_N\sqrt{8\,g}\,\frac{n_i}{{R_{h_i}}^{1/6}}\right]\left[T_i - R_{h_i}\frac{dP_i}{dy}\right] \qquad [5]$$

La ecuación 1 representa una nueva definición del número de Froude, que para $F_B = 1$ satisface la condición de energía específica mínima en un canal compuesto. Todas las expresiones para los términos $\sigma_1, \sigma_2\ y\ \sigma_3$ admiten valores de coeficiente de Coriolis $\alpha_i \neq 1$ en cada subsección y que el n de Manning varíe con el tirante. (Sotelo Ávila, Hidráulica de Canales, 2002)

Método de Chaudhry y Bhallamudi

Chaudhry y Bhallamudi en 1988, presentaron un método basado en el principio del momentum y propusieron la existencia de tirantes críticos en canales compuestos aun cuando la energía específica no sea mínima, (contrario a lo afirmado por Blalock y Sturm), ajustándose estrictamente a la definición de que el número de Froude crítico, establecido por ellos, fuera igual a uno. Dicho número queda expresado de la siguiente manera:

$$F_Y = \frac{\beta\, V}{\sqrt{\frac{gA}{T} + V^2[\beta^2 - \beta + (A\,\beta'/T)]}} \qquad [6]$$

Al sustituir las equivalencias del coeficiente de Boussinesq β y su derivada β' en la ecuación 6 y considerando la posibilidad de constantes $\beta_i \neq 1$ (en cada subsección del canal compuesto) se puede llegar a la siguiente expresión:

$$\frac{g\,A}{Q^2} = \sum\left[\left(\frac{K_i\sqrt{\beta_i}}{KA_i}\right)^2\frac{dA_i}{dy}\right] - 2\sum\left[\frac{K_i\beta_i}{KA_i}\frac{d}{dy}\left(\frac{K_i}{K}\right)\right] \qquad [7]$$

La ecuación 7 representa la condición general de régimen crítico para canales de sección compuesta de cualquier geometría, las raíces de la misma representan todos los tirantes críticos $yc´s$ existentes. (Sotelo Ávila, Hidráulica de Canales, 2002)

Flujo Gradualmente Variado en canales de sección compuesta

La existencia de mas de un tirante crítico yc en canales de sección compuesta obliga a la necesidad de establecer criterios nuevos para la determinación de los perfiles de FGV.

El FGV en un canal de sección compuesta ocurre de manera similar al uniforme: dividiendo el flujo en sistemas paralelos formados con las subsecciones del canal, cada uno con distintos esfuerzos tangenciales de fricción, pérdidas de energía, velocidad, etc. Esto ocasiona que la carga de velocidad y por ende la energía específica varíen (Figura 1).

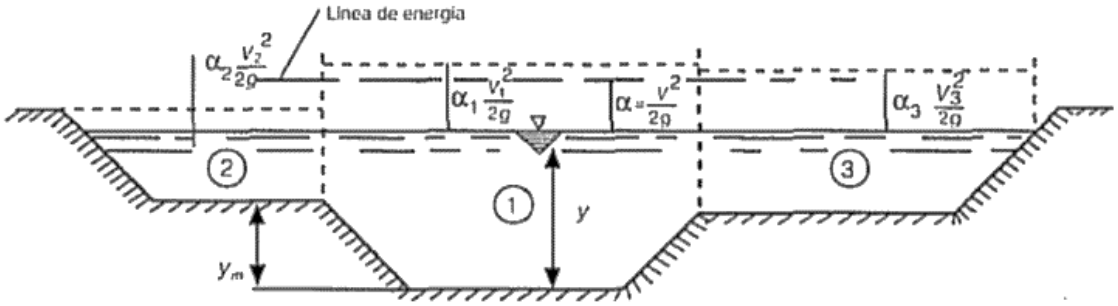


Figura 1.- Variación de la linea de energía específica en las subsecciones transversales de un canal compuesto. (Sotelo Ávila, Flujo gradualmente variado en canales de sección compuesta, 2001).

Sotelo (2001) demuestra que los perfiles de FGV en canales prismáticos de sección compuesta se pueden determinar mediante la integración de la llamada ecuación dinámica de flujo, pero usando el número de Froude definido por Blalock y Sturm para este tipo de canales, esto es:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_o - S_f}{1 - {F_B}^2} \qquad [8]$$

Donde S_f representa la pendiente de fricción y es igual a:

$$S_f = \frac{Q}{K} \qquad [9]$$

Siendo Q el caudal y $K = \sum K_i$ la suma de todos factores de conducción de las subsecciones del canal compuesto. (Sotelo Ávila, Flujo gradualmente variado en canales de sección compuesta, 2001)

Cuando los canales no sean prismáticos, también se puede aplicar la ecuación de la energía por tramos y el cálculo sigue un proceso iterativo una vez definidos los tirantes críticos múltiples y la zona en que se desarrolla el perfil.

El efecto de la presencia de tirantes críticos múltiples sobre un perfil del flujo se explica con la figura 2, en esta se muestra un canal prismático de dos niveles con una sección compuesta de gran longitud, cuyo extremo aguas abajo termina en una descarga libre.

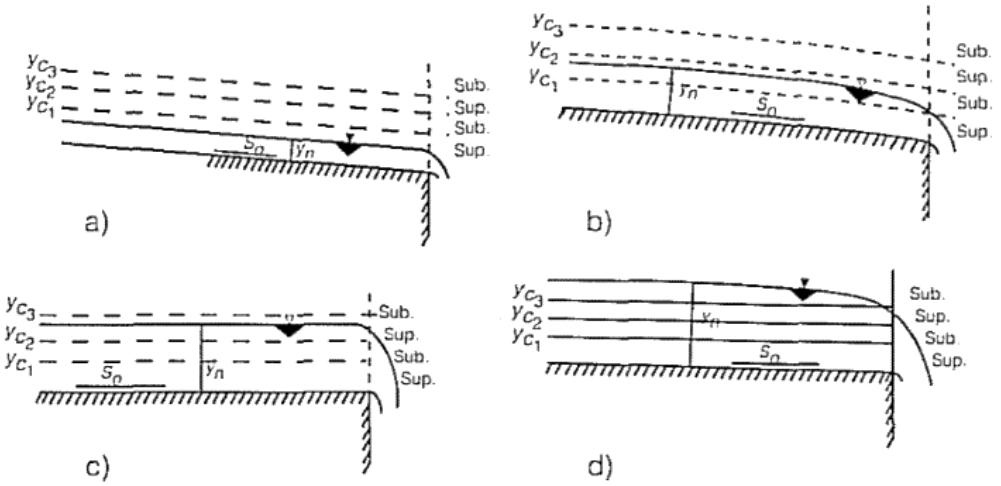


Figura 2.- Combinaciones de perfiles de FGV en una descarga libre para un canal de sección compuesta. (Sotelo Ávila, Flujo gradualmente variado en canales de sección compuesta, 2001).

Se considera que existen tres tirantes críticos: El primer $\boldsymbol{y_{c_1}}$ en la sección más profunda del canal, el segundo $\boldsymbol{y_{c_2}} \approx \boldsymbol{l_m}$ (nivel de desbordamiento) y el $\boldsymbol{y_{c_3}}$ en el nivel superior; los casos son los siguientes:

a) La pendiente So es grande y $\boldsymbol{y_n < y_{c_1} < l_m}$, por lo que el perfil se calcula en dirección al flujo (régimen supercrítico dentro de la sección mas profunda del canal).
b) La pendiente So es menor al caso anterior y $\boldsymbol{y_{c_1} < y_n < l_m}$, por lo que el perfil se calcula en dirección contraria al flujo (régimen subcrítico dentro de la sección mas profunda).
c) La pendiente So disminuye aún más por lo que el perfil del agua sube a los niveles superiores y $\boldsymbol{l_m < y_n < y_{c_3}}$, de nuevo el perfil se calcula en dirección al flujo (régimen supercrítico en el nivel superior).
d) La pendiente So es la menor de todas, ocasionando que el perfil vuelva a elevarse y $\boldsymbol{y_{c_3} < y_n}$, de modo que el cálculo es nuevamente en dirección contraria al flujo (régimen subcrítico en el nivel superior).

RESULTADOS

Condiciones iniciales

Para llevar a cabo la solución en ambos programas se generó un canal con las siguientes características:

- Sección compuesta de 2 niveles, canal central trapecial ($L_0 = 3\,m,\ k_0 = 1,\ l_m = 1.7\,m,\ n_0 = 0.013$) y secciones laterales trapeciales simétricas con ($L_{1y2} = 12\,m,\ k_{1y2} = 1,\ l_{s_{1y2}} = 0.8\,m, n_{1y2} = 0.0215$).
- En el canal circula un caudal $Q = 24.5\ m^3/s$, en flujo permanente.
- Longitud del canal $L = 500\ m$.
- Se establece como condiciones de frontera las siguientes:
    - Entrada con tirante normal bajo una pendiente $So = 0.0005$
    - Salida en descarga libre (caso mostrado en la figura 2).

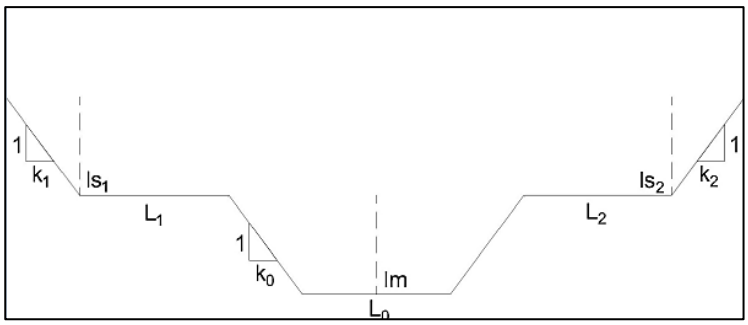


Figura 3.- Configuración geométrica del canal resuelto.

El canal con las características anteriores se simuló en el programa MCDC, un software desarrollado como tesis de maestría de la Universidad Nacional Autónoma de México (Rangel Torres, 2018), este resuelve el criterio de energía específica mínima propuesto por Blalock y Sturm localizando gráfica y analíticamente los tirantes críticos $yc´s$ existentes, los resultados son los siguientes:

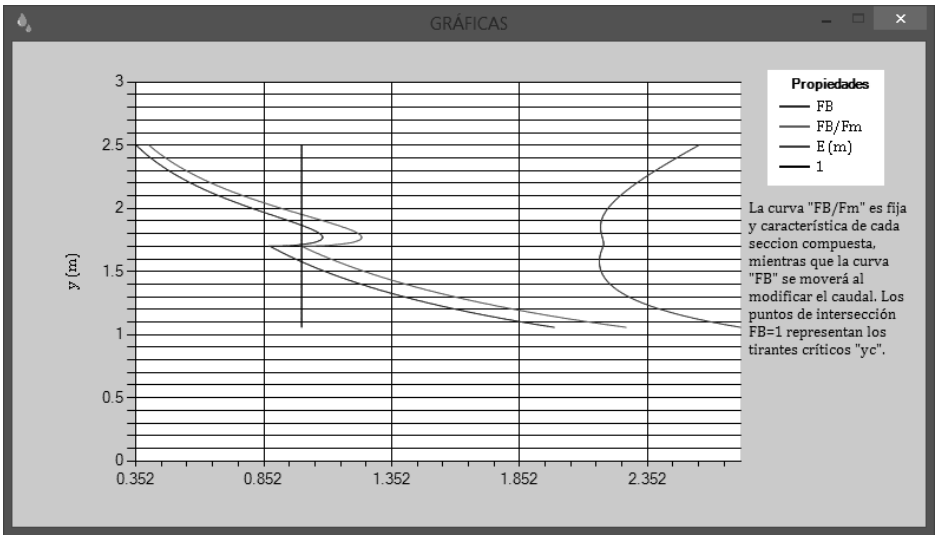


Figura 4.- Gráfica de curvas "$F_B - y$", "$F_B/Fm - y$" y "$E - y$", en ese orden de izquierda a derecha, programa MCDC.

La gráfica de la figura 4 indica que existen dos puntos o quiebres donde se presenta una energía específica mínima y por definición 2 tirantes críticos; mismos sitios donde el número de Froude $F_B = 1$.

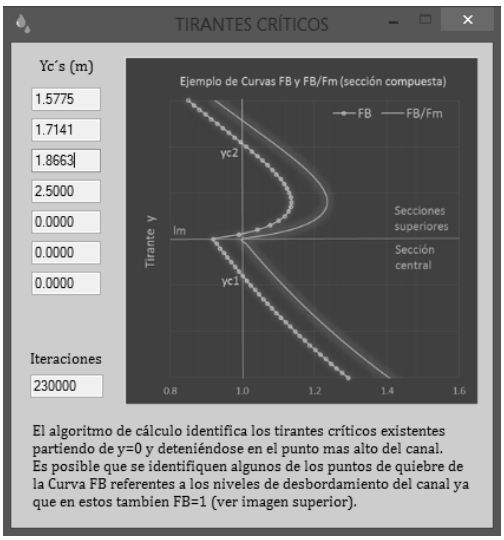


Figura 5.- Ventana explicativa con ubicación de $yc´s$ (método de Blalock y Sturm), programa MCDC.

Al resolver analíticamente la ecuación del número de Froude modificado (Ec. 1), se llega a la ubicación de los tirantes críticos: $\boldsymbol{y_{c_1} = 1.57\, m}$, $\boldsymbol{y_{c_2} = 1.86\, m}$ y un tercer valor $\boldsymbol{y = 1.71\, m}$ referente a la inestabilidad de flujo que ocurre justo arriba del nivel de desbordamiento.

Partiendo de los resultados anteriores se sabe que el perfil de FGV del canal analizado deberá ser igual a mostrado en la **figura 2, caso d**.

HEC-RAS

El software HEC-RAS (desarrollado por el *Hydrologic Engineering Center del US Army Corps of Engineers*), es uno de los programas de referencia dentro de su campo. Se trata de un software gratuito, por lo tanto su uso se ha generalizado y se encuentra en un proceso constante de actualización al introducir continuas mejoras.

Permite simular flujos en cauces naturales o canales artificiales para determinar el nivel del agua por lo que su objetivo principal es realizar estudios de inundabilidad y determinar las zonas inundables.

Aunque las primeras versiones del software se limitan al análisis de flujo unidimensional, las versiones más recientes pueden trabajar modelaciones bidimensionales. La versatilidad del programa permite realizar gran variedad de cálculos hidráulicos, sin embargo, para poder realizar una comparativa de resultados se trabajará con la modalidad de flujo unidimensional del mismo.

Resultados

Para la solución del canal compuesto se toman las siguientes consideraciones adicionales:

1. Se interpolan secciones cada 0.5 m para aumentar la precisión de los cálculos.
2. La simulación se realiza en flujo permanente de modo que no existan variaciones de caudal en el tiempo.
3. Se considera que la salida ocurre con el tirante crítico (el programa no permite especificar un valor), como ocurriría en una descarga libre.

La versión del programa usada es la más reciente (5.0.3), los resultados son los siguientes:

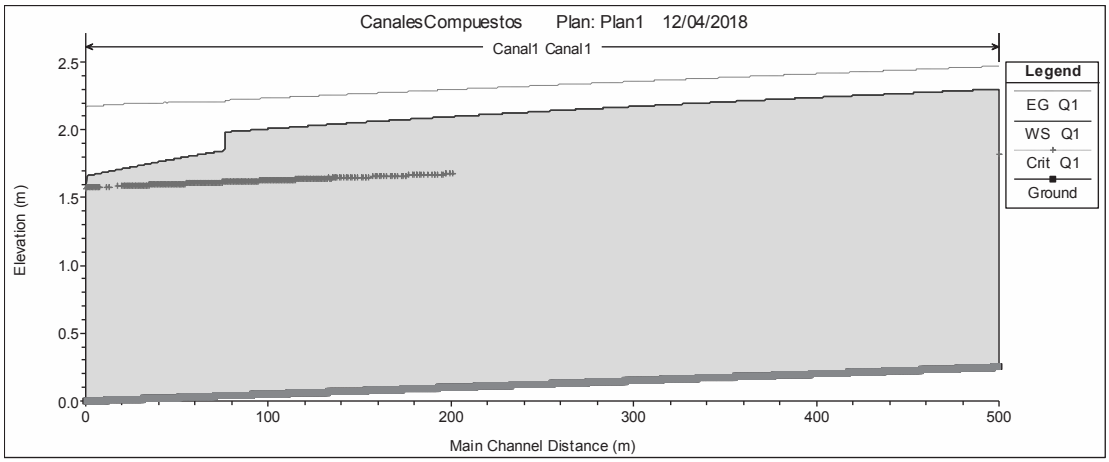


Figura 6.- Perfil de FGV del canal. La zona gris achurada representa nivel del agua y la línea punteada inferior representa el tirante crítico.

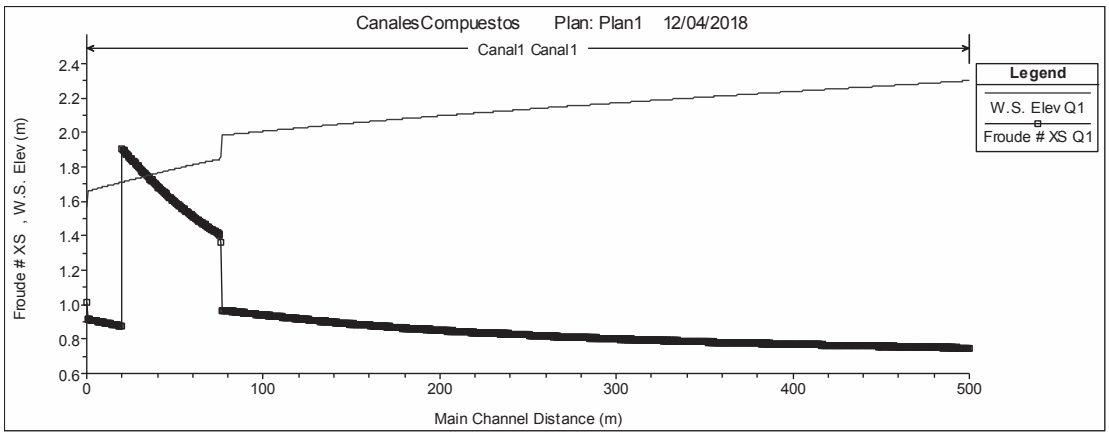


Figura 7.- Perfil de FGV del canal. La línea superior representa el nivel de la superficie libre del agua y la línea punteada inferior el comportamiento del no. de Froude.

Según la figura 6 en la línea de flujo gradualmente variado (FGV) ocurre una caída brusca entre la sección 76.5 y la 76; en ese punto el nivel cae verticalmente de un $\boldsymbol{y = 1.98\, m}$ a un $\boldsymbol{y = 1.86\, m}$, lo que claramente no es posible por lo que se trata de una inestabilidad en el cálculo.

En este punto el programa arroja la única "Advertencia" de todo el cálculo realizado.

Errors, Warnings and Notes	
Warning:	During the standard step calculations, the final energy answer that was computed is less than the downstream
	energy. This is not physically possible. Please check your data.

"Durante los cálculos de paso estándar, la respuesta final de energía que fue calculada es menor que la energía aguas abajo. Esto no es físicamente posible. Por favor revisa tus datos".

Lo anterior implica que la energía específica baja y después vuelve a subir, es decir una zona de energía específica mínima E_{min} y por definición un tirante crítico yc en ese punto. Esto puede corroborarse al analizar el comportamiento del número de Froude (Figura 7), el cual es igual a la unidad en tres sitios:

1. En el punto donde se ubica la caída brusca en el nivel del agua.
2. Ligeramente arriba del nivel de desbordamiento $\boldsymbol{l_m = 1.7\, m}$.
3. En la descarga del canal donde se ubica el tirante crítico $\boldsymbol{yc_1 = 1.57\, m}$.

Según HEC-RAS existe un error pues en su algoritmo de solución no se contemplan las ecuaciones usadas en canales de sección compuesta. Si se revisa la sección transversal a la descarga del canal (Figuras 8 y 9) los resultados indican que el programa detecta únicamente el $\boldsymbol{yc_1}$ de la sección más profunda:

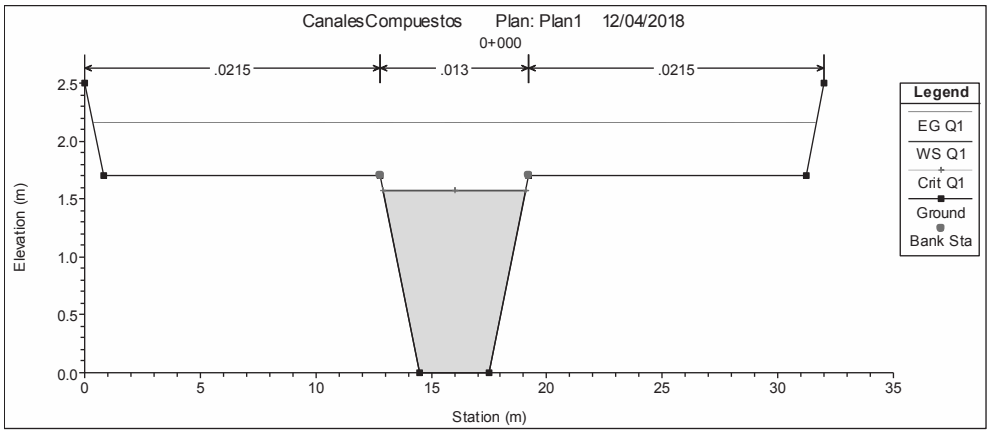


Figura 8.- Sección transversal en la descarga del canal. La zona gris representa que el nivel del agua que sale se ubica en el tirante crítico $yc_1 = 1.57\ m$.

Plan: Corrida 1 Canal1 Canal1 RS: 0 Profile: Q1

E.G. Elev (m)	2.16	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.60	Wt. n-Val.		0.013	
W.S. Elev (m)	1.57	Reach Len. (m)			
Crit W.S. (m)	1.57	Flow Area (m2)		7.16	
E.G. Slope (m/m)	0.002079	Area (m2)		7.16	
Q Total (m3/s)	24.50	Flow (m3/s)		24.50	
Top Width (m)	6.14	Top Width (m)		6.14	
Vel Total (m/s)	3.42	Avg. Vel. (m/s)		3.42	
Max Chl Dpth (m)	1.57	Hydr. Depth (m)		1.17	
Conv. Total (m3/s)	537.3	Conv. (m3/s)		537.3	
Length Wtd. (m)		Wetted Per. (m)		7.43	
Min Ch El (m)	0.00	Shear (N/m2)		19.64	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)		67.19	
Frctn Loss (m)		Cum Volume (1000 m3)			
C & E Loss (m)		Cum SA (1000 m2)			

Figura 9.- Tabla de resumen de resultados en simulación para sección final (descarga del canal).

EPA SWMM

El software EPA SWMM (*Storm Water Management Model*) es usado en todo el mundo para la planeación, análisis y diseño relacionado al escurrimiento de agua de lluvia, combinado con servicios sanitarios y otros sistemas de drenaje en áreas urbanas.

SWMM es un modelo de simulación dinámico hidrológico-hidráulico que resuelve las ecuaciones de Saint Venant en 1D, en sus tres modalidades: Onda dinámica, onda cinemática y onda difusiva.

Si bien este programa tiene su uso principal en diseño de sistemas de drenaje sanitario, este permite el cálculo de perfiles de FGV y el manejo de secciones irregulares (donde bien se puede incluir una sección compuesta).

Resultados

Para la solución del canal compuesto se toman las siguientes consideraciones adicionales:

1. El programa trabaja con nodos y uniones a los cuales se les asignan características de: elevación, longitud, rugosidad, geometría, caudal, etc. Para este caso se genera un nodo de entrada y uno de salida que funcione como descarga libre.
2. El método de solución usado es el de la "onda dinámica" pues es la simplificación que utiliza todos los términos de la ecuación de Saint Venant, además de que el caso de análisis cumple con todas las suposiciones requeridas para su solución.
3. La simulación se realiza para un tiempo de 3 hrs para que el flujo se estabilice.

La versión del programa usada es la más reciente (5.1), los resultados son los siguientes:

Property	Value
Roughness:	
Left Bank	0.0215
Right Bank	0.0215
Channel	0.013
Bank Stations:	
Left	12.8
Right	19.2

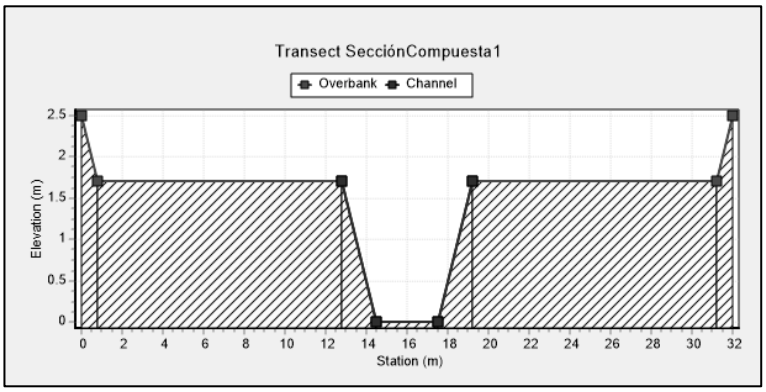


Figura 10.- Ingreso de propiedades de geometría y rugosidad en la sección transversal del canal.

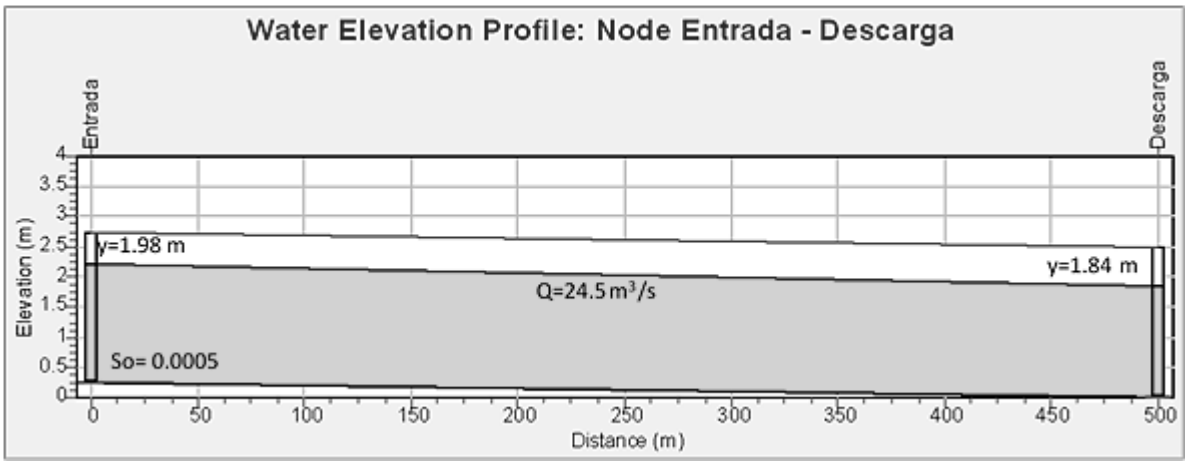


Figura 11.- Perfil longitudinal de flujo del canal.

En la simulación hecha por SWMM se aprecia que el perfil de FGV llega a la descarga del canal con un tirante $\boldsymbol{y = 1.84\ m}$ (Figura 11) similar al $\boldsymbol{yc_2 = 1.86\ m}$. Cabe mencionar que el programa arroja un error de continuidad de -1.32 % en el la solución, a lo que se puede atribuir la pequeña diferencia entre resultados.

Si bien el programa SWMM no dicta explícitamente que el valor del tirante en la descarga es un tirante crítico yc, por definición se sabe que lo es, esto implica que existe resultado similar obtenido por dos métodos distintos y por lo tanto una validación del método propuesto por Blalock y Sturm.

Discusión

En la simulación SWMM llega al resultado esperado para el canal propuesto (Figura 2, caso d). Sin embargo el caso analizado cumple con bastantes simplificaciones (canal recto, tramo único, pendiente suave, etc.), estas últimas permiten que la solución de la ecuación de "onda dinámica" de Saint Venant de buenos resultados; si se añade por ejemplo, un tramo adicional al canal con igual longitud pero pendiente S_o más pronunciada, de modo que en este se presente un régimen supercrítico (Figura 12), ocurre lo siguiente:

- En este caso la solución de la ecuación de "onda dinámica" genera un resultado poco coherente en el punto de control intermedio, donde se supone debiera presentarse el tirante crítico $\boldsymbol{yc_2 = 1.86\ m}$, a partir de cual debiera generarse un perfil **M2** hacia aguas arriba y un **S2** hacia aguas abajo.
- Lo anterior implica que el programa SWMM da buenos resultados para este tipo de canales solo bajo ciertas simplificaciones.

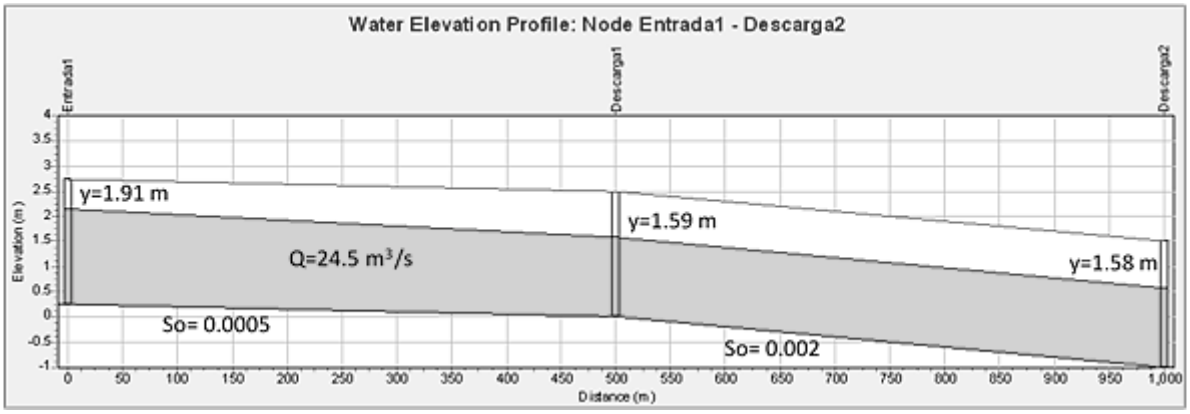


Figura 12.- Perfil longitudinal de flujo del canal para segunda propuesta de análisis.

CONCLUSIONES

Análisis de resultados

En la simulación realizada en HEC-RAS este detecta únicamente un $\boldsymbol{yc}$ en la sección mas profunda; al comparar este valor con los obtenidos en MCDC (Figura 4) se observa que coincide con el $\boldsymbol{yc_1}$ ubicado en el punto energía específica mínima absoluta, es decir que, aunque se presentan dos mínimos en la curva "$E - y$" el que se detecta es el menor de ambos.

Si bien el punto $\boldsymbol{yc_2}$ no representa el valor mínimo absoluto de $\boldsymbol{E}$ igual manifiesta la condición de régimen crítico, por lo que la forma correcta que debería tener el perfil de FGV sería como la mostrada en la **figura 2, caso d**.

En la simulación realizada en SWMM el primer resultado fue satisfactorio, sin embargo este cumplía con muchas simplificaciones, como se menciona anteriormente esto propició la correcta solución de la ecuación de onda dinámica (variante más completa de la ecuación de momentum de Saint Venant).

Con la inclusión de un tramo adicional al canal los resultados obtenidos en la primera simulación no se mantuvieron, generando un error en el nodo donde debiera seguirse presentando yc_2 (ubicado en la descarga del primer tramo de canal).

Comentarios finales

Cuando el hidráulico no está familiarizado con los conceptos que involucra el cálculo de canales compuestos, este puede dar por sentada la validez de los resultados arrojados por cualquier programa.

Como ya se comprobó, el no tomar en cuenta el criterio correcto en la solución de canales compuestos ocasiona la presencia de inestabilidades en los cálculos e incoherencia en los resultados. Implementar las fórmulas correctas en los programas de uso común para la detección de los múltiples $yc's$, permitiría establecer de forma adecuada las condiciones de frontera para una correcta solución de los perfiles de FGV en este tipo de canales.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Rangel Torres, A. A. (2018). Programa de Cómputo para el Cálculo de Tirantes Críticos en Canales de Sección Compuesta. Jiutepc, Morelos, México.

Sotelo Ávila, G. (enero-marzo de 2001). Flujo gradualmente variado en canales de sección compuesta. *Ingeniería hidráulica en México, XVI*(1), 57-62.

Sotelo Ávila, G. (2002). *Hidráulica de Canales* (Vol. 2). México, D.F.: Limusa.

IAHR **AIIH**

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

MONITORAMENTO TRIDIMENSIONAL DO COMPORTAMENTO DA PLUMA E DA CONCENTRAÇÃO DO TRAÇADOR EM CURSO D'ÁGUA NATURAL

Michele dos Santos Lopes Cerqueira[1], Mauro Menzori[2], Elaine Cristina Catapani Poletti[3] y Lubienska Cristina Lucas Jaquiê Ribeiro[4]

[1,2,3,4]Faculdade de Tecnologia da Universidade Estadual de Campinas, Brasil

[1]sl.michele@hotmail.com, [2]mauro@ft.unicamp.br, [3]elaine@ft.unicamp.com, [4]lubi@ft.unicamp.br

RESUMO

Devido a transformações climáticas e ambientais, a busca para o equilíbrio e o gerenciamento dos recursos hídricos aumentam. A agência regulamentadora, Companhia Estadual do Estado de São Paulo – CETESB, sugere modelos tridimensionais para dispersão de poluente ao longo de cursos hídricos, para melhor compreensão do fluxo e da decomposição dos compostos presentes no despejo. É dentro desse contexto que este estudo se situa, com o objetivo de monitorar a formação e o comportamento da pluma de um traçador, na Bacia do Ribeirão Pinhal, Limeira-São Paulo/Brasil. Os resultados mostraram que no trecho estudado o comportamento nas três dimensões é similar, porém o processo advectivo-difusivo acontece em regiões diferentes, onde o perfil de velocidade levantado por todo o trecho, tem interferência significativa. E que o auxílio da topográfica no estudo do fluxo real de cursos d'água natural é uma ferramenta fundamental para compreender a formação da zona de mistura e de equilíbrio.

PALAVRAS CHAVES: *Dispersão de poluente, zona de mistura, modelo tridimensional.*

ABSTRACT

In consequence of climatic and environmental changes, the quest for balance and management of water resources is increasing. The regulatory agency, Companhia Estadual do Estado de São Paulo - CETESB, suggests three dimensional models for the dispersion of pollutants along water courses, in order to better understand the flow and decomposition of the compounds present in the dump. It is within this context that this study is located, with the objective of monitoring the formation and behavior of the plume of a tracer, in the Ribeirão Pinhal Basin, Limeira-São Paulo / Brazil. The results showed that in the studied section the behavior in the three dimensions is similar, but the advective-diffusive process occurs in different regions, where the speed profile raised throughout the stretch has significant interference. And that the aid of the topography in the study of the actual flow of natural watercourses is a fundamental tool to understand the formation of the mixing zone and equilibrium.

KEYWORDS: Pollutant dispersion, mixing zone, three dimensional model.

INTRODUÇÃO

A gestão das águas urbanas, nos dias de hoje, não é tarefa simples. Ela é feita de três maneiras: planejamento, administração e regulamentação. Para se realizar a gestão dos recursos hídricos é necessário o entendimento dos fatores que influenciam a quantidade e qualidade dos corpos hídricos, assim como o levantamento do arcabouço legal e institucional para gerenciar esse recurso (PEIXOTO et al, 2016; CAMPOS, 2001). A definição por Campos (2001) para a gestão das águas é "o conjunto de procedimentos organizados no sentido de solucionar os problemas referentes ao uso e ao controle dos recursos hídricos".

No Brasil, a gestão se desenvolveu, durante muito tempo, de forma fragmentada e centralizada. Fragmentada em função de cada setor, energia elétrica, agricultura irrigada, saneamento, entre outras, onde cada um dos setores realizava seu próprio planejamento e medidas. Centralizada em decorrência dos governos estaduais e federais onde cada um definia a política sem que houvesse a participação dos governos municipais, dos usuários da água e da sociedade civil. Durante os anos 80, ocorreram discussões intensas sobre a necessidade de mudar esse cenário, com a criação de um sistema integrado e descentralizado de gestão. Passou então a existir um novo modelo de gestão, descentralizada para o nível de bacia hidrográfica; com a integração de todas as políticas setoriais envolvidas na gestão da água; o envolvimento dos usuários da água e da sociedade civil no processo decisório; e a água passou a ser tratada como um bem de valor econômico, e não mais como uma dádiva inesgotável da natureza (ABERS e JORGE, 2005).

Com o avanço da urbanização houve um aumento não só da demanda, mas também do impacto das cidades no ambiente hídrico local. Sendo marcada pelo aproveitamento do uso do solo urbano e a geração de resíduos (PEIXOTO et al, 2016). Portanto, a intensificação das atividades antrópicas, pelo crescimento desordenado, tanto industrial como urbano, pode ser notada na contaminação do ar, água e solo. Essas atividades, frequentemente geram efluentes, e os cursos d'água passam a ser utilizados para diluir e transportar os residuais oriundos dessas atividades.

Existem duas formas distintas pelas quais as águas poluídas atingem um determinado corpo receptor, a poluição pontual ou difusa. A poluição pontual, é decorrente de ações modificadoras localizadas como a desembocadura de um rio, os efluentes de uma estação de tratamento de esgotos domésticos ou de industriais, a saída de um coletor tronco de esgotos domésticos sem tratamento, ou ainda a saída no mar de um emissário submarino. A poluição difusa, se dá pela ação das águas da chuva ao lavarem e transportarem a poluição nas suas diversas formas espalhadas sobre a superfície do terreno para os corpos receptores. A poluição difusa alcança os rios, lagoas, baías, canais, é distribuída ao longo das margens, não se concentrando em um único local como é o caso da poluição pontual (SHUELER et al, 2015).

De acordo com Bertolleti (2013), o estudo da dispersão deve conduzir ao conhecimento da diluição do corpo receptor, estabelecendo a zona de mistura e o controle ecotoxicologico ou químico de um efluente, ou seja, compreender o fluxo, a dispersão e a decomposição dos compostos presentes nos efluentes lançados em canais naturais é de extrema importância para a solução de vários problemas presentes no despejo de efluente em rios. Entre esses problemas destacam-se a escolha do melhor ponto de emissão de um efluente, a determinação da distância necessária para a dispersão e a distância para que ocorra a degradação das substâncias biodegradáveis.

Com isso, verifica-se a importância de conhecer o comportamento do curso d'água ao receber uma carga poluidora. E é dentro desse contexto que este estudo se situa, com o objetivo de monitorar a formação e o comportamento da pluma de um traçador, em modelo tridimensional.

ÁREA DE ESTUDO

A área de estudo está no município de Limeira, situada no interior de São Paulo/Brasil.

Limeira possui dois mananciais para captação de água para abastecimento público: Rio Jaguarí e Ribeirão Pinhal, ambos localizados na Bacia dos Rios Piracicaba, Capivari e Jundiaí (BACIA PCJ).

O manancial escolhido para esse estudo é o Ribeirão Pinhal, justamente por ele ser um dos mananciais utilizado por Limeira, tornando sua preservação estratégica, conforme mostra a Figura 1. O Ribeirão Pinhal se enquadra, de acordo com a resolução CONAMA nº357, de 2005, como um rio de classe 2, e pela concessionária atual (BRK AMBIENTAL) é monitorado a cada segundo por uma sonda multi-parâmetros (Estação de Alerta).



Figura 1. – Localização da bacia hidrográfica do Ribeirão Pinhal
Fonte: Plano Municipal de Recursos Hídricos 2016-2020.

O Ribeirão Pinhal é composto por 4 sub-bacias hidrográficas (Figura 2): Alto Ribeirão do Pinhal, Baixo Ribeirão do Pinhal, Tabajara e Pires, sendo o Pinhal (alto e baixo) o curso d'água principal e os ribeirões Tabajara e Pires, seus afluentes.

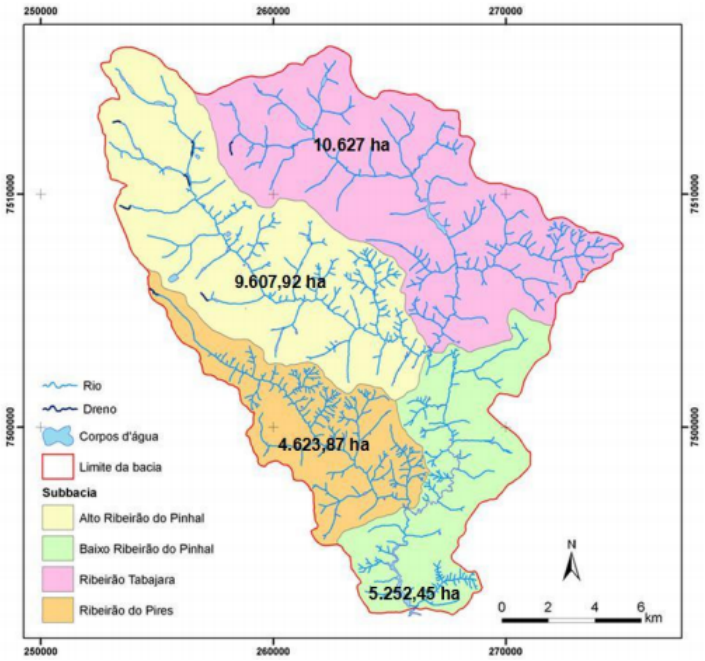


Figura 2.- Limite e áreas das sub-bacias do Ribeirão Pinhal
Fonte: Plano Municipal de Recursos Hídricos 2016-2020.

Com o aumento de chácaras recreativas na região do Ribeirão Pinhal, e seu contorno caracterizado pelas atividades agrícolas de produção de laranja e cana de açúcar, há um interesse da proteção e recuperação desse manancial, sem contar que em alguns períodos do ano a concentração de fósforo se encontra acima dos valores máximos estabelecidos pelos órgãos de monitoramento (CETESB). O fósforo dentro dos limites estabelecidos não é prejudicial, mas em excesso pode causar eutrofização (crescimento excessivo da produção aquática), com isso interferindo na qualidade de água de captação e abastecimento (MONTOVANI, 2012).

Um fator, diretamente e altamente ligado a qualidade da água, é a quantidade de água disponível, para diluir, transportar ou dissolver as substâncias prejudiciais à saúde humana. Com isso, a importância de se conhecer o comportamento do Ribeirão Pinhal ao receber uma carga poluidora é o foco desse trabalho.

METODOLOGIA

Para desenvolver o trabalho, foi necessário dividi-lo em etapas e seguir uma ordem cronológica, já que as etapas dependem umas das outras.

i. Delimitar a área de estudo: O Ribeirão Pinhal possui uma área de aproximadamente 306 km² e uma vazão média de longo período de aproximadamente 2 m³/s, por isso foi fundamental delimitar a área na qual o monitoramento fosse realizado. Essa delimitação ocorreu pela facilidade de acesso ao corpo d'água, bem como a liberação da Prefeitura local para os testes amostrais realizados.

ii. Localização e descrição dos pontos monitorados: Com a área delimitada, foi possível estipular os pontos das sessões transversais de monitoramento. Com a área delimitada foi possível materializar as sessões transversais de monitoramento que foram posicionadas através de levantamento topográfico.

iii. Levantamento Topográfico: Foram realizados três tipos de levantamento: um levantamento georreferenciado, um levantamento planialtimétrico regular e um levantamento batimétrico controlado através de nivelamento geométrico.
O levantamento georreferenciado foi feito para determinar a geoposição da área do trabalho para que ela tivesse a sua posição global definida, o que permite a conexão espacial tridimensional do presente projeto com outros já existentes ou que venham a ser executados. Para isso foram empregados receptores GPS Asthech Promark II, de precisão centimétrica, e acessórios para fazer a coleta dos dados e o programa computacional GNSS Solutions para determinar as coordenadas de latitude, longitude e altura geométrica de três marcos referenciais materializados no projeto para esse fim.
O levantamento planialtimétrico regular foi feito para se conhecer a geometria plana do curso d'água e os desníveis do terreno representado pelas suas curvas de nível, reproduzidos em ambiente digital tridimensional que permitiu a produção da planta exata da área. Para isso foi medida uma poligonal fechada com três vértices, tendo como origem os vértices georreferenciados da etapa anterior. A partir dessa poligonal foram levantados todos os pontos de interesse ao longo do trecho monitorado necessários para reproduzir em ambiente digital tridimensional o objeto de estudo que é o ribeirão, com suas margens, com as posições das seções de monitoramento e com os pontos medidos nas seções de monitoramento. Em cada seção foram levantados os pontos para caracterizar as margens, o nível da lâmina d'água (N.A.) na margem esquerda e na margem direita, o leito do rio e vários pontos em seu interior, definidos para se conhecer a geometria da área molhada. Nesse levantamento foi utilizada uma Estação Total FOIF - RTS105 e acessórios.
O levantamento batimétrico foi feito a váu, e constituiu-se na medição vertical de vários pontos escolhidos ao longo de cada seção de monitoramento, com espaçamento de aproximadamente 0,5m, a partir dos quais mediu-se com o uso de uma mira estadimétrica a

profundidade do leito do ribeirão, sempre a partir da lâmina d'água. Embora essa metodologia fosse suficiente para obter o valor da área molhada, as profundidades foram medidas empregando o método de nivelamento geométrico, de precisão milimétrica, com o uso de um nível automático PENTAX - AFL320, e, as profundidades foram simultaneamente medidas empregando o método de nivelamento trigonométrico, de precisão centimétrica, feito com a estação total mencionada do levantamento anterior. Esse procedimento adicional possibilitou que todos os pontos que constituem a calha do ribeirão no trecho do projeto tivessem as suas altitudes conhecidas facilitando a sua conexão com outros projetos existentes ou projetos que venham a ser desenvolvidos na área.

iv. Caracterização hidráulica: Com todo o levantamento topográfico realizado, foi necessário ainda detalhar as características hidráulicas do curso d'água. Para isso, fez-se o levantamento do perfil de velocidade nos pontos de monitoramento empregando um molinete, instrumento comum para medição de velocidade em rios. Os molinetes são instrumentos compostos por hélices que rotacionam a partir da passagem da água.
As medições ocorreram nos pontos de monitoramento obedecendo as alturas do perfil de velocidade (20%, 60%, 80% da lâmina d'água do ponto). A velocidade é medida através de equações que acompanham o instrumento. Para a hélice utilizada, foram empregadas as seguintes equações:
Se n ≤1,27, sendo n a rotação por minuto da hélice:

$$V = 0{,}0959n + 0{,}030 \quad [1]$$

Se n≥1,27, sendo n a rotação por minuto da hélice:

$$V = 0{,}1030n + 0{,}021 \quad [2]$$

Conheceu-se também o comprimento da zona advectiva (equação 3), ou seja, a região que conglomera os campos iniciais e o intermediário, pois nessa zona advectiva a mistura lateral ainda não é completa, mas representa que após a distância do comprimento advectivo a mistura começa a se tornar completa:

$$L_X = 0{,}0532 \frac{U.B^2}{H^{\frac{3}{2}}.So^{\frac{1}{2}}} \quad [3]$$

Onde: U = velocidade média do rio (m/s); B = largura média do rio (m); H = profundidade média do rio (m); So = Declividade (m/m);

v. Determinação dos compartimentos de monitoramento: Baseado no levantamento topográfico e na caracterização hidráulica determinou-se os compartimentos de monitoramento tridimensional, adotando-se uma distância de aproximadamente 1,5m (Figura 3), entre os compartimentos.
Observa-se na Figura 3, que a denominação longitudinal ocorreu por ordem numérica. Já no monitoramento transversal, a denominação ocorreu baseada na posição do monitoramento em relação ao sentido do escoamento (Figura 4).

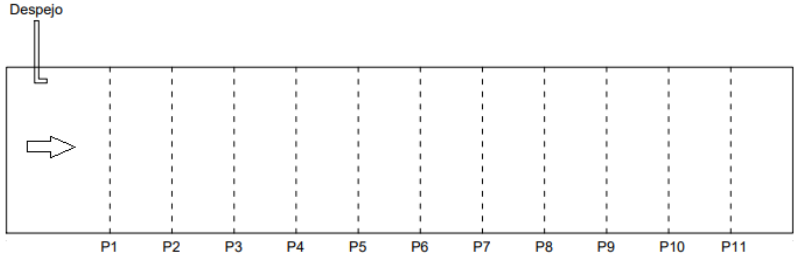


Figura 3.- Denominação longitudinal de monitoramento.

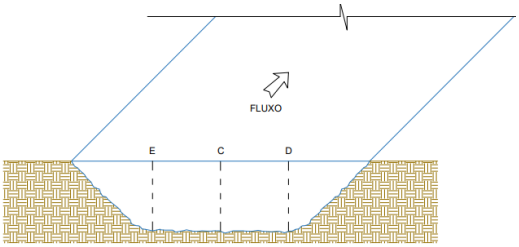


Figura 4.- Denominação transversal de monitoramento.

vi. Montagem de Coletores: Com as etapas II, III e IV finalizadas, confirmou-se os pontos de coleta e as alturas de coleta, com isso desenvolveu-se um coletor tridimensional. Como a quantidade de ponto monitorado foi alto, já que as coletas nos compartimentos foram realizadas simultaneamente, optou-se por desenvolver 11 coletores.
Os materiais usados para montar os coletores foram:

a. Estacas de madeira: As estacadas eram de madeira aroeira e serviram de base para os coletores, tinham 1m de comprimento, 0,05m de espessura e aproximadamente 0,08m de largura. As 11 estacas foram graduadas, usando como referência uma trena calibrada, para facilitar no posicionamento variado das alturas de coleta.
b. Seringas: foram utilizadas para coletar e armazenar as amostras. Cada estaca de madeira detinha 3 seringas de 60ml cada.
c. Acessórios: para fixar e succionar as amostras foram necessários fios de aço de 0,0008m, braçadeiras tipo 'D' de ferro galvanizado, arruelas lisas, parafusos sextavados, e um puxador de madeira.

O protótipo dos coletores pode ser visto na Figura 5.

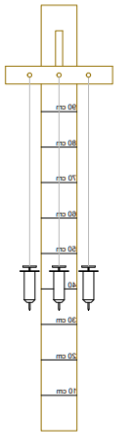


Figura 5.- Protótipo do coletor.

vii. Coletas: A metodologia utilizada, foi desenvolvida por Lopes (2016), com adaptações. O primeiro passo foi conhecer o comportamento do escoamento do curso d'água, para isso um despejo pontual de um corante foi realizado, e analisou-se o tempo que o corante demorou para atingir toda a área de estudo. O despejo ocorreu através de um reservatório conectado a uma mangueira de 2" de diâmetro (aproximadamente 0,05m) e registro esfera para controle de fluxo, como mostrado na Figura 6.

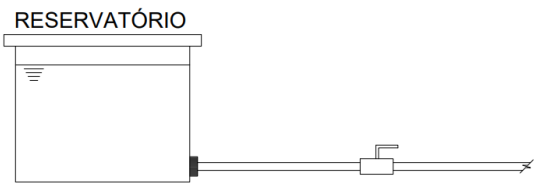


Figura 6.- Esquematização do sistema de despejo.

O traçador utilizado para despejo foi o NaCl (Cloreto de Sódio) e o corante utilizado foi o azul de metileno. As coletas ocorreram no sentido contrário ao fluxo, ou seja, foram iniciadas pelo compartimento 11 e finalizadas no compartimento 1, e teve início assim que a pluma do corante tocou o compartimento 11.

O despejo do traçador ocorreu pela margem esquerda, com concentração de aproximadamente 7g/L. Foram necessárias 6 pessoas para realização das coletas, onde 3 delas ficavam dentro do rio com os coletores, e o restante na margem recolhendo os coletores, armazenando as amostras e disponibilizando coletores devidamente limpos e com as seringas posicionadas.

A média de tempo de coleta entre um compartimento e outro foi de aproximadamente 1 minuto, totalizando 14 minutos para todo o monitoramento tridimensional da área delimitada.

viii. Análise das amostras: Com o intuito de conhecer e monitorar a formação da pluma, foi necessário achar a relação *Concentração x Ponto de Coleta*, para isso analisou as amostras coletadas utilizando um condutivímetro. Iniciou-se calibrando o equipamento com uma solução conhecida de NaCl, após cada leitura de condutividade essa solução recebia uma adição de uma massa conhecida de água destilada (reduzindo a concentração), ou seja, a curva de calibração do equipamento foi baseada no processo de diluição em série.

Com a curva traçada (Figura 7) foi possível obter os valores de concentração nos pontos monitorados. A equação (4) representa a transformação da condutividade em concentração.

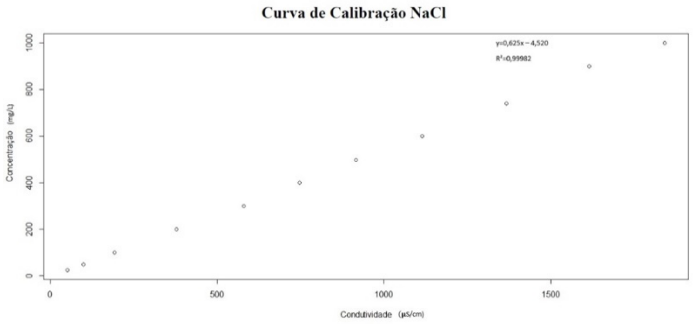


Figura 7. – Curva de Calibração Cloreto de Sódio.

$$C = 0{,}625Cd - 4{,}520 \qquad [4]$$

Onde: C: concentração em mg/L, Cd: condutividade em µS/cm.

RESULTADOS E DISCUSSÃO

I. Levantamento topográfico

Foi realizado levantamento topográfico do trecho escolhido, como pode ser visto nos dados da Figura 8 e na planta da Figura 9. Todas as seções foram levantadas, como exemplo tem-se a seção 1 apresentadas na Figura 9.

COMPARTIMENTO P1						
%	D		C		E	
	Lâmina (m)	Altura (m)	Lâmina (m)	Altura (m)	Lâmina (m)	Altura (m)
80	0,21	0,168	0,2	0,16	0,21	0,168
60		0,126		0,12		0,126
20		0,042		0,04		0,042

COMPARTIMENTO P2						
%	D		C		E	
	Lâmina (m)	Altura (m)	Lâmina (m)	Altura (m)	Lâmina (m)	Altura (m)
80	0,22	0,176	0,2	0,16	0,22	0,176
60		0,132		0,12		0,132
20		0,044		0,04		0,044

COMPARTIMENTO P3						
%	D		C		E	
	Lâmina (m)	Altura (m)	Lâmina (m)	Altura (m)	Lâmina (m)	Altura (m)
80	0,25	0,2	0,21	0,168	0,21	0,168
60		0,15		0,126		0,126
20		0,05		0,042		0,042

COMPARTIMENTO P4						
%	D		C		E	
	Lâmina (m)	Altura (m)	Lâmina (m)	Altura (m)	Lâmina (m)	Altura (m)
80	0,22	0,176	0,19	0,152	0,19	0,152
60		0,132		0,114		0,114
20		0,044		0,038		0,038

COMPARTIMENTO P5						
%	D		C		E	
	Lâmina (m)	Altura (m)	Lâmina (m)	Altura (m)	Lâmina (m)	Altura (m)
80	0,29	0,232	0,21	0,168	0,17	0,136
60		0,174		0,126		0,102
20		0,058		0,042		0,034

COMPARTIMENTO P6						
%	D		C		E	
	Lâmina (m)	Altura (m)	Lâmina (m)	Altura (m)	Lâmina (m)	Altura (m)
80	0,32	0,256	0,21	0,21	0,2	0,16
60		0,192		0		0,12
20		0,064		0		0,04

COMPARTIMENTO P7						
%	D		C		E	
	Lâmina (m)	Altura (m)	Lâmina (m)	Altura (m)	Lâmina (m)	Altura (m)
80	0,29	0,232	0,27	0,216	0,22	0,176
60		0,174		0,162		0,132
20		0,058		0,054		0,044

COMPARTIMENTO P8						
%	D		C		E	
	Lâmina (m)	Altura (m)	Lâmina (m)	Altura (m)	Lâmina (m)	Altura (m)
80	0,26	0,208	0,28	0,224	0,24	0,192
60		0,156		0,168		0,144
20		0,052		0,056		0,048

COMPARTIMENTO P9						
%	D		C		E	
	Lâmina (m)	Altura (m)	Lâmina (m)	Altura (m)	Lâmina (m)	Altura (m)
60	0,19	0,152	0,26	0,208	0,26	0,208
40		0,114		0,156		0,156
20		0,038		0,052		0,052

COMPARTIMENTO P10						
%	D		C		E	
	Lâmina (m)	Altura (m)	Lâmina (m)	Altura (m)	Lâmina (m)	Altura (m)
80	0,35	0,28	0,26	0,208	0,2	0,16
60		0,21		0,156		0,12
20		0,07		0,052		0,04

COMPARTIMENTO P11						
%	D		C		E	
	Lâmina (m)	Altura (m)	Lâmina (m)	Altura (m)	Lâmina (m)	Altura (m)
80	0,3	0,24	0,24	0,192	0,19	0,152
60		0,18		0,144		0,114
20		0.06		0.048		0.038

Figura 8.- Altura das lâminas d'água e dos pontos de monitoramento.

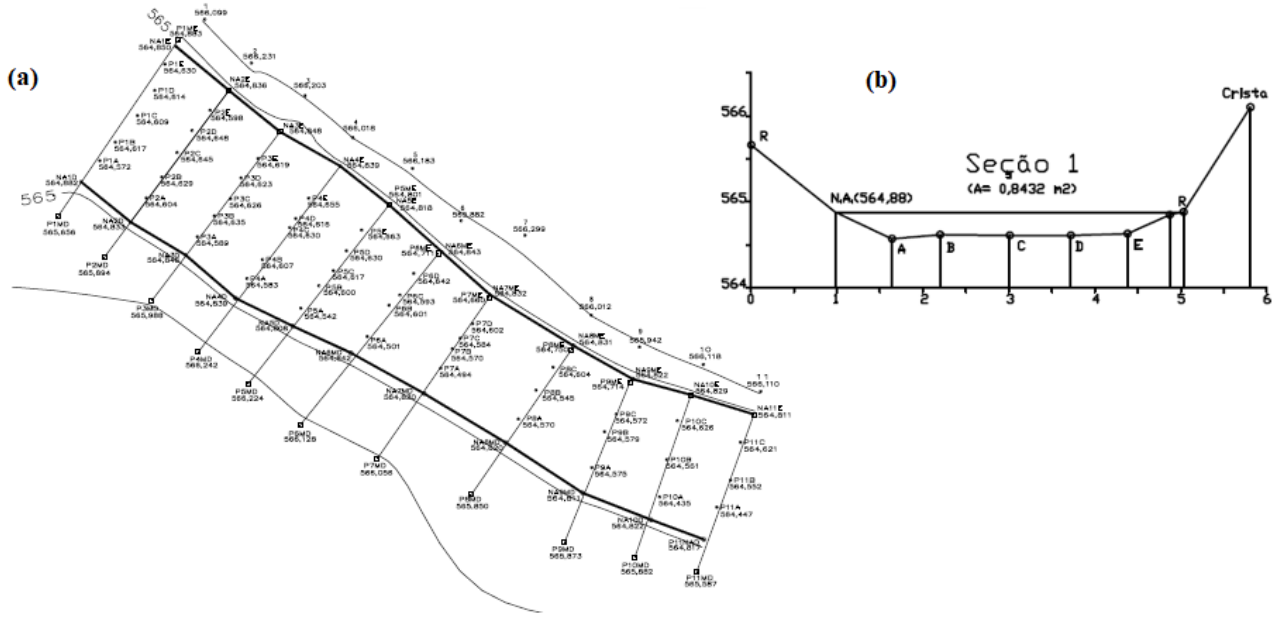


Figura 9.- (a) Levantamento topográfico. (b) Seção 1.

II. Caracterização hidráulica

O trecho estudado possui aproximadamente 20 metros de comprimento e aproximadamente 4 metros de largura, e uma geometria irregular. O curso d'água foi separado em 11 compartimentos, e cada compartimento foi separado em 3 partes, totalizando 33 seções, cada seção possui 3 pontos de monitoramento, totalizando 99 pontos de monitoramento. O levantamento do perfil de velocidade ocorreu em todos os pontos, baseando-se nas alturas das lâminas d'água. A Figura 10 exibe os valores de velocidade (m/s) referente a todos os pontos de monitoramento, sendo no eixo X os valores de velocidade e no eixo Y as porcentagens das alturas (20%, 60% e 80%).

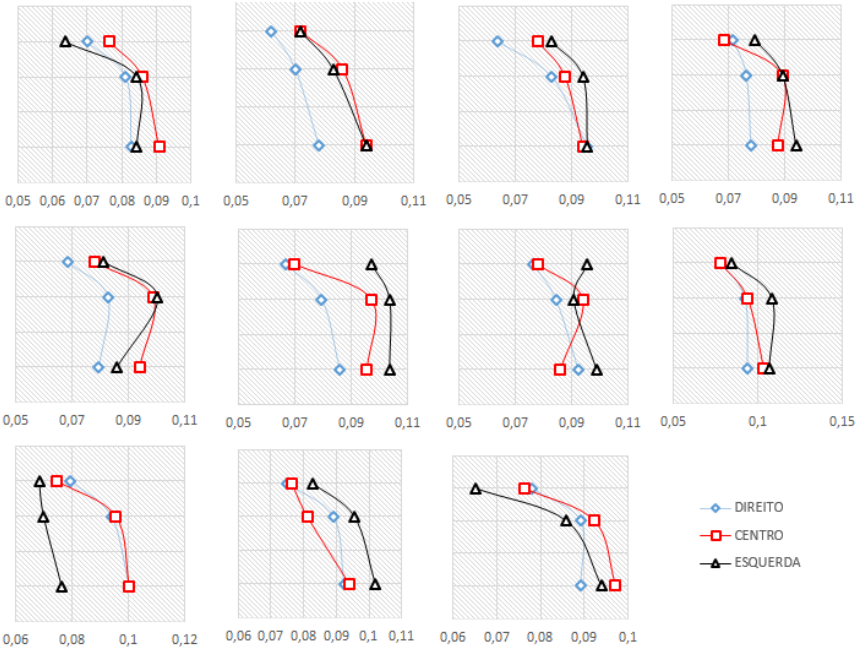


Figura 10. – Perfil de velocidade (m/s) nos pontos de monitoramento

De acordo com a equação 3, e com valores encontrados para cada variável, a profundidade média do escoamento, levando em consideração a variação das alturas de coleta, é de 0,1879 m, a velocidade média do escoamento é de 0,0854 m/s, com declividade de 0,0102 m/m, largura média de 3,0578 m e comprimento da zona advectiva de 5,164 m. Ou seja, entende-se que a pluma do traçador atinge a margem direita a partir de 5,164 m do despejo, e que a partir desse ponto a mistura do traçador com o corpo receptor tende a se comportar com as concentrações mais baixas, completando a mistura.

III. Análise do Monitoramento Tridimensional

Para as coletas, foram utilizados os coletores da Figura 11, onde pode-se ver em detalhe a estrutura da estaca de madeira graduada, fixação das seringas e o puxador. Na Figura 12 é possível ver o momento de uma das coletas.

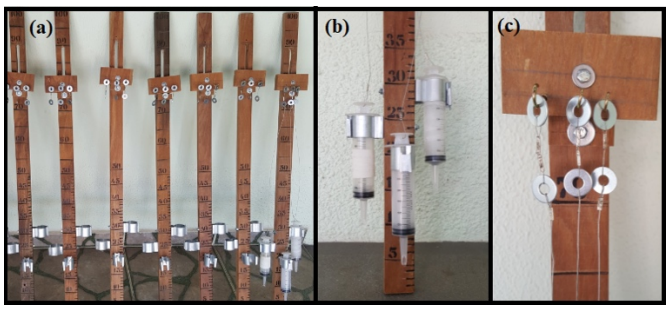


Figura 11.- Coletores: (a) coletores (b) seringas (c) puxador.



Figura 12. – Coleta no compartimento 3.

Utilizando a curva de calibração (Equação 4), e com as coletas realizadas, foi possível quantificar os valores de concentração em todos os 99 pontos de monitoramento, a Figura 13 mostra o comportamento do curso d'água na superfície, ou seja, a formação da pluma. Vale ressaltar que o despejo ocorreu na margem esquerda.

Nota-se que o traçador atinge a margem direita em aproximadamente 5 metros, ou seja, a pluma se forma entre o compartimento 1 e 6, validando a Equação (3), e começa a entrar em equilíbrio a partir do compartimento 6. Como nesse estudo a área monitorada equivale a 20 metros de extensão, nas figuras demonstrativas foi possível visualizar apenas o começo dessa zona de equilíbrio, mas é possível visualizar a dispersão advectiva-difusiva.

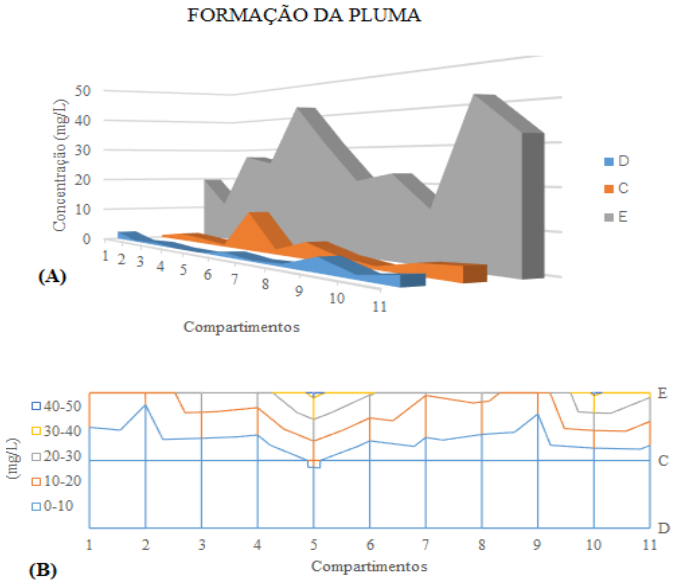


Figura 13.- Formação da Pluma: (a) formação da pluma transversal (b) formação da pluma na superfície.

Devido a isso, na Figura 14 é possível observar o comportamento transversal nos pontos de monitoramento.

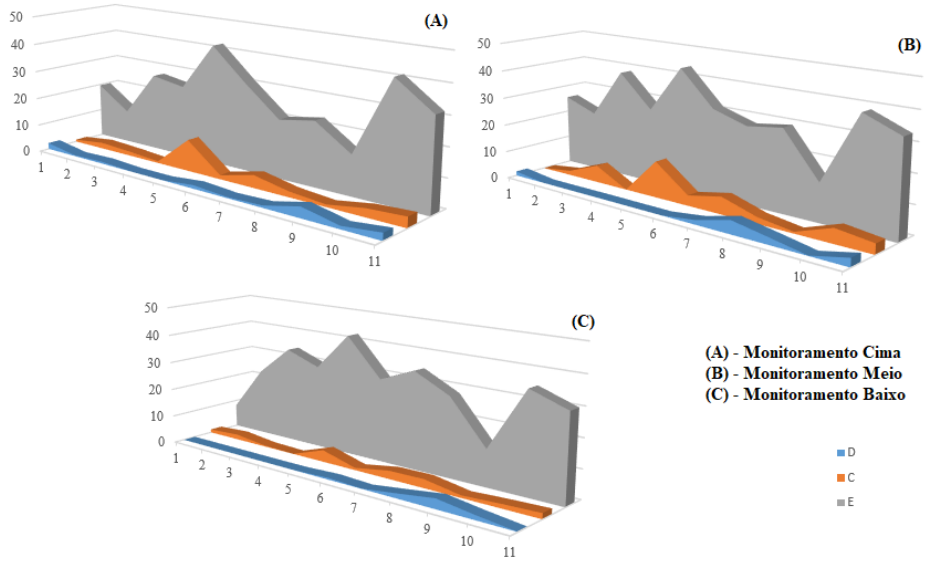


Figura 14.- Comportamento tridimensional do traçador.

Observa-se que a partir do compartimento 7, o lado direito começa a receber uma carga constante de traçador, e que o lado esquerdo tem um decréscimo a partir do mesmo compartimento, mas volta a subir entre o compartimento 9 e 10. Acredita-se que se o monitoramento ocorresse por mais uns 10 metros, seria possível visualizar a zona de equilíbrio.

É possível observar também, que o comportamento do traçador nas três dimensões é bem parecido, mas nota-se que as maiores concentrações estão no meio, pois o efluente ao ser despejado na superfície, onde a velocidade é relativamente mais baixa que a velocidade do meio, os efeitos difusivos acabam sendo menos efetivos, pois a região é predominantemente advectiva.

CONCLUSÃO

Durante a pesquisa, optou-se por partir de um problema real, ou seja, um lançamento de um poluente, aqui apresentado como traçador, pela margem do rio (conforme exigido pelos órgãos fiscalizadores), e compreender como esse lançamento e o corpo hídrico se comportam no quesito de dispersão.

A dispersão do traçador ocorreu de forma similar nas três alturas de monitoramento, porém, sua maior concentração do lado do despejo, significou que a velocidade do curso d'água influenciou muito no transporte do traçador, fazendo com que ele permanecesse no lado esquerdo.

Porém, a visualização da dispersão em três dimensões assegura que a zona de mistura ocorreu. Nesse estudo em específico não foi possível ver a zona de equilíbrio completa, devido a extensão do rio estudado, mas foi possível visualizar o início dessa zona, ou seja, a extensão estudada já certifica o comportamento do corpo receptor.

O corpo hídrico escolhido é importantíssimo para o município, já que o mesmo é usado para abastecimento público, com isso, ressalta-se que compreender, analisar, simular o comportamento do rio é valioso, já que esse curso d'água têm seu contorno caracterizado por atividades agrícolas e pode ocorrer despejos não fiscalizados. Além disso a biota vai se modificando, com isso é preciso preservar a vida aquática em todas as instâncias

A grande diversidade das características hidrodinâmicas e geométricas presentes nos cursos d'águas naturais brasileiras dificultam padronizar um comportamento tridimensional, por isso, nesse estudo foi fundamental todo o levantamento topográfico e caracterização hidráulica, pois essas informações apontaram para como era o fluxo real do rio.

Conclui-se que o monitoramento tridimensional possibilitou um conhecimento maior do comportamento da dispersão, podendo acompanhar o fluxo real do traçador lançado. O estudo permitiu concluir também que o monitoramento da pluma é essencial aos gestores hídricos, já que garante um entendimento do ingresso de poluentes.

Assim acredita-se que o monitoramento de poluentes pode auxiliar no desenvolvimento da modelagem matemática, uma técnica que vem sendo muito utilizada na área de qualidade de água, no planejamento das demandas e ofertas das águas superficiais, de forma a garantir a sustentabilidade do sistema aquático.

REFERÊNCIAS

Abers, R.; Jorge, K. D. Descentralização da gestão da água: porque os comitês de bacia estão sendo criados?. Ambiente & sociedade, v. 8, n. 2, p. 0. 2015.

Bertolleti, E. Controle Ecotoxicológico de Efluentes Líquidos no Estado de São Paulo. 2. Ed. 2013. BRASIL, **Resolução CONAMA** n°357, de 17 de março de 2005. Classificação de águas, doces, salobras e salinas do Território Nacional. Publicado no D.O.U.

BRK Ambiental – Empresa Privada de Saneamento do Município de Limeira/Brasil.

Campos J.N.B. O Modelo Institucional In: Gestão das Águas: Princípios e Práticas. 1 ed. Porto Alegre: Associação Brasileira de Recursos Hídricos, 2001.

Montovani, C. P. Presença de fósforo e modelagem de seu comportamento evolutivo no reservatório do Tatu, 2012.

Lopes, M. S. Montagem de um canal retangular hidráulico para estudo de dispersão de um traçador conservativo. Dissertação Unicamp. Limeira, Brasil, 2016.

Peixoto, F. S., Studart, T. M. C., Campos, J. N. B. (2016) Gestão das águas urbanas: questões e integração entre legislações pertinentes. DOI 10.21168, REGA, Porto Alegre, v. 13, n. 2,p. 160-174, jul./dez.

Plano Municipal de Recursos Hidricos 2016/2020. Prefeitura de Limeira.

Schueler, A.; Santos, F. V. F.; Santos, V. P. Contaminação dos Rios Urbanos. Cadernos de Pós-Graduação em Arquitetura e Urbanismo, v. 15, n. 1, p. 18, 2016

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

ANÁLISE DA DISPERSÃO E O USO DA FLUIDODINÂMICA COMPUTACIONAL (CFD) PARA CANAL HIDRÁULICO

Mayara de Oliveira Maia Silva[1], Eva Carolline Martins Oliveira[2], Erich Kellner[3], Laura Maria Canno Fais[4] e Lubienska Cristina Lucas Jaquiê Ribeiro[5]
[1,2,4,5]Faculdade de Tecnologia da Universidade Estadual de Campinas, [3] Escola de Engenharia de São Carlos (EESC) da Universidade de São Paulo (USP), [1,2,3,4,5]Brasil
[1]mayarmaia@gmail.com, [2]evacarolline.mo@gmail.com, [3]kellner.erich@gmail.com, [4]laura@ft.unicamp, [5]lubienska.ft@gmail.com

RESUMO

Tendo em vista a necessidade de esforços para encontrar estratégias para o gerenciamento dos recursos hídricos acerca da dispersão de poluentes no meio hídrico, propõe-se nesse trabalho o estudo desse fenômeno através de experimentação em laboratório e o uso de modelo de Fluidodinâmica Computacional. A metodologia foi constituída de duas partes principais, ensaios experimentais realizados em canal em escala reduzida do laboratório e simulação em software de fluidodinâmica computacional, com a utilização do Método de Volumes Finitos e Modelo de Turbulência K-ε. Foram feitas comparações entre os resultados computacionais e os dados experimentais obtidos no canal hidráulico. Os resultados obtidos na simulação realizada apresentaram comportamento semelhante ao experimental o que pode se considerar uma representação válida do fenômeno real estudado.

ABSTRACT

Considering the need for efforts to find strategies for the management of water resources regarding the dispersion of pollutants in the water environment, it is proposed in this work the study of this phenomenon through laboratory experimentation and the use of Computational Fluid Dynamics model. The methodology was composed of two main parts, experimental studies performed in a small scale channel of the laboratory and simulation in Computational Fluid Dynamics software, using the Finite Volume Method and Turbulence Model K-ε. Comparisons were made between the computational results and the experimental data obtained in the hydraulic channel. The results obtained in the simulation performed presented similar behavior to the experimental one, which can be considered a valid representation of the real phenomenon studied.

PALAVRAS CHAVES: dispersão de poluentes em rios; fluidodinâmica computacional; canal hidráulico.

INTRODUÇÃO

A "Segurança Hídrica", relacionada as suas três vertentes: humana, sócio econômica e ecológica, pode ser hoje melhor compreendida pela sociedade, ou seja, a sociedade passou a entender que a água é o motor do crescimento sustentável através de seu uso consciente e que a sua escassez gera fonte de conflitos entre seus diferentes usos (CORTE, 2005; PORTANOVA, 2005). Sem este recurso, o abastecimento, a geração de energia, o setor industrial, as produções agropecuárias entre outros setores são afetados drasticamente (PIZELLA, 2014). Portanto, a gestão integral da água nas bacias hidrográficas torna-se crucial e um verdadeiro trunfo de desenvolvimento econômico e social para o país. O monitoramento e a avaliação da qualidade das águas superficiais e subterrâneas são fatores primordiais para a adequada gestão dos recursos hídricos. Esses procedimentos permitem a caracterização e a análise de tendências em bacias hidrográficas, sendo essenciais para várias atividades, tais como planejamento, outorga, cobrança e enquadramento dos cursos de água (ANA, 2011).

Observa-se que, com o aumento da urbanização, da concentração mundial em grandes centros e da industrialização, os problemas de degradação ambiental são cada vez maiores. Segundo Meijerink et al. (1994) com a falta de gestão a deterioração da qualidade da água por poluição de origens pontual e não pontual (difusa) tem se tornado um dos maiores problemas ambientais dos últimos anos, pois verifica-se que à escassez de água é grave em diversas regiões do país e a ela pode-se adicionar a poluição concentrada e difusa dos corpos hídricos.

Portanto, os recursos hídricos estão sendo danificados sofrendo com o aumento das cargas poluidoras que causam o transporte de poluentes e a contaminação orgânica e química das águas.

Tendo em vista o longo prazo em projetos pilotos e altos custos em medições e monitoramentos, a modelagem e a simulação de fenômenos ambientais consistem em uma forma simplificada de representar e avaliar determinados processos de um sistema ambiental real (MILLER, 2007). A importância da simulação computacional também reside no fato de haver dificuldade ao reproduzir fenômenos em certos experimentos laboratoriais. Quando da necessidade de se reproduzir o escoamento dos fluidos, do ponto de vista matemático, as resoluções das equações relacionadas ao fenômeno são altamente complexas (AVEROUS e FLUENTS, 1997). Uma metodologia que é altamente utilizada para resolver esses modelos e usa recursos computacionais é a fluidodinâmica computacional, conhecida como CFD (do inglês, *Computacional Fluid Dynamics*), que começou a assumir um papel mais significativo em meados de 1970.

A simulação numérica realizada por meio da CFD emprega um esquema numérico baseado em discretização por Volumes Finitos. Atualmente, existem vários softwares comerciais que utilizam a metodologia, tais como PHOENICS CFX, STAR-CD, FLUENT, FLOW-3D e o ANSYS CFX. A tecnologia da CFD se tornou uma parte fundamental no projeto e análise de produtos e processos de muitas empresas, devido a sua habilidade de predizer o desempenho destes equipamentos e processos antes mesmo de serem produzidos ou implementados.

As aplicações de CFD em análise de escoamentos são diversas, por exemplo: metalurgia, aeroespacial, pás de turbinas, aerodinâmica automotiva, biomédica, máquinas de fluxo e geração de energia. Essa ferramenta auxilia no conhecimento a respeito de como os fluidos escoam e quais são os efeitos quantitativos de suas interações com estruturas sólidas. Através de simulações com o uso de CFD podem-se prever dados como consumo de potência, padrão de escoamento, a concentração de sólidos, dentre outros. É portanto, uma ferramenta poderosa para predizer fluxos tridimensionais e distribuição de concentração de poluentes. Segundo Devens (2006) esses modelos são úteis em processos de outorga e enquadramentos dos corpos hídricos, produzem estimativas da concentração dos poluentes conservativos e não conservativos, quer os lançamentos sejam contínuos ou instantâneos.

Cada vez mais se torna indispensável atividades de pesquisa e programas para reduzir e prever os impactos gerados nos rios. A compreensão das questões ambientais pode influenciar positivamente o grau de conscientização dos agentes envolvidos na busca pela distribuição justa e a

sustentabilidade do uso dos recursos hídricos, além de contribuir para o avanço do conhecimento científico entre as relações humanas, sociais, econômicas e ecológicas (MUNEVAR, 2015).

Sendo assim esse trabalho propõe o estudo da dispersão de poluentes no meio hídrico através de experimentação em laboratório e o uso de um modelo Fluidodinâmico Computacional.

METODOLOGIA

ENSAIOS EXPERIMENTAIS

A metodologia deste trabalho foi constituída de duas partes principais, ensaios experimentais realizados em canal experimental de laboratório e simulação em software de fluidodinâmica computacional da ANSYS versão 16.0. O canal experimental onde foi desenvolvida a pesquisa tem as seguintes características, aproximadamente 16,45 m de comprimento, com uma calha de 20 cm de largura e no comprimento começa na extremidade "A" com 24 cm de altura e vai até os 10,75 m de comprimento depois termina com 32 cm de altura na extremidade "B", conforme a Figura 1.

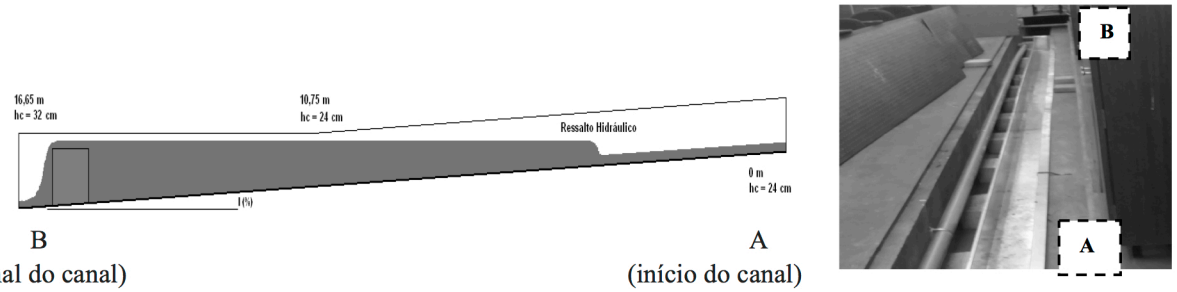


Figura 1.- Canal hidráulico estudado – Laboratório de hidráulica.

Foram realizados testes experimentais para compreender o escoamento hidráulico ao longo do canal através da variação da vazão. Para cada vazão foram levantados dados sobre o canal em oito pontos diferentes, obteve-se, portanto, o raio hidráulico, área molhada, perímetro molhado, altura da lâmina, a largura se manteve a mesma de 20 cm, diâmetro hidráulico e a velocidade. Com isso foi possível determinar o número de Reynolds em cada ponto e determinar um Reynolds médio para o canal a cada vazão monitorada.

Diante dos dados obtidos foi realizada a escolha da vazão a ser utilizada para iniciar os testes com a CFD para esta pesquisa, além de limitar o trecho do canal para realização dos experimentos mais detalhados, esse trecho escolhido foi divido em onze pontos, (P0, P1, P2, P3, ..., P10) e em cada ponto foi levantado o perfil de velocidade. Na Figura 2 é apresentado um esquema para a vista superior do trecho do canal em questão, com a distribuição dos pontos mais concentrados no início, onde foram medidas as velocidades da água.

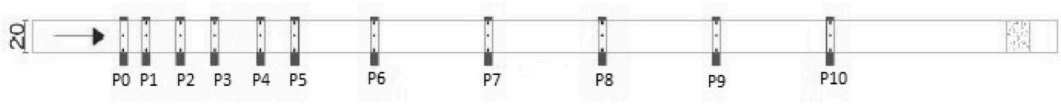


Figura 2.- Vista superior dos pontos de coleta.

Para medição das velocidades, utilizou-se um equipamento chamado Molinete, como pode ser visto na Figura 3 (a). O molinete é um instrumento destinado a medir a velocidade da água em qualquer profundidade do curso d'água, é considerado um dos instrumentos mais utilizados para esse tipo de medição, seu funcionamento se dá através de hélice que gira em velocidades diferentes de acordo com a velocidade do fluido que passa pela mesma, cada molinete é equipado com algumas hélices e o usuário utiliza a que melhor apresenta desempenho para a característica do

canal utilizado. Cada hélice apresenta uma equação que de acordo com a rotação resultará no valor da velocidade.

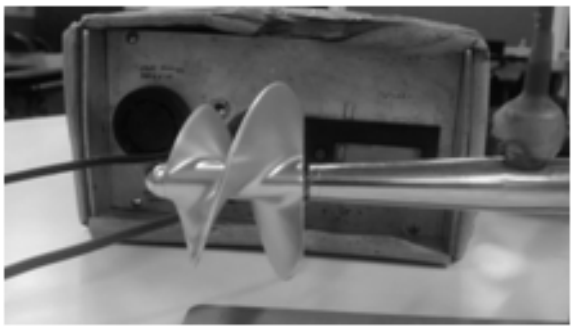
(a)  (b) 

Figura 3.- (a) Aparelho molinete para medição de velocidade, (b) medição sendo realizada no canal.

Para se obter o perfil de velocidade do canal, mediu-se a velocidade da água em três diferentes alturas, especificamente em 20, 60 e 80% da altura da lâmina d'água, em cada um dos onze pontos estipulados, a Figura 3 (b) apresenta a medição com o molinete no ponto P10.

ENSAIOS COMPUTACIONAIS

Para as simulações computacionais foi utilizado um computador com processador Intel® Core™ I7-4790 CPU @ 3.60GHz, com memória RAM de 16,0GB, 500 Gb de capacidade de disco rígido, e para o desenvolvimento das simulações numéricas utilizou-se as funcionalidades da ferramenta de fluidodinâmica computacional disponíveis no programa comercial ANSYS CFD. 16.0. As construções das geometrias e das malhas numéricas foram feitas com os programas ANSYS ICEM CFD 16.0 da ANSYS. As etapas para desenvolvimento das simulações compreendem: (1) identificação do problema onde são definidos os objetivos e o domínio a ser utilizado; (2) pré-processamento onde são definidas a geometria, a malha, o equacionamento físico e os parâmetros para convergência; (3) pós processamento onde são verificados os resultados e aceito ou não o modelo e (4) obtenção da solução do problema estudado. As etapas são apresentadas na Figura 4.

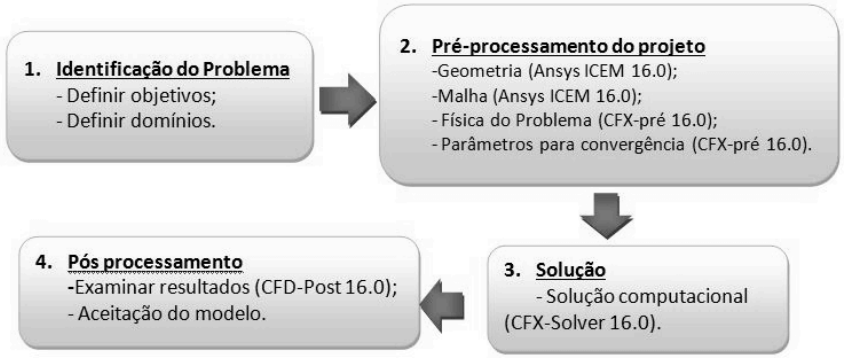


Figura 4.- Esquema Computacional.

Identificação do Problema

Todas as simulações foram realizadas utilizando como fluido a água, em escoamento tridimensional, monofásico e em regime turbulento. O dimensionamento do canal hidráulico foi desenvolvido no software de acordo com as dimensões do canal hidráulico.

Pré Processamento - Geração da Geometria

Obteve-se a geometria de interesse, a qual pode ser desenhada em um dos pacotes computacionais da própria ANSYS, como o *Ansys Design Modeler (DM)* ou *ICEM-CFD*, de modo que todas as superfícies, regiões de entradas e saídas foram definidas para que posteriormente pudessem ser identificadas. Nessa etapa foram consideradas possíveis simplificações do problema, principalmente devido a limitações de informações disponíveis, possibilidade de modelagem de certos componentes além do tempo computacional esperado. A criação da geometria foi construída através da utilização do software ICEM 16.0, esse pacote computacional permite a construção de geometrias simples ou complexas a partir de pontos, linhas, curvas e blocos, como pode ser visto na Figura 5.

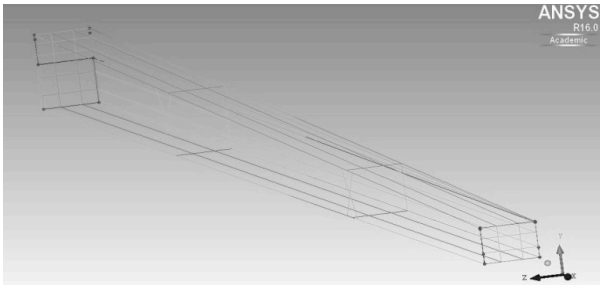


Figura 5.- Geometria Canal Hidráulico.

Pré Processamento - Geração da Malha

Nessa etapa de geração de Malha ou Grid, para a aplicação das técnicas de CFD o domínio foi subdividido em domínios menores, onde as equações dos balanços foram aplicadas. Neste trabalho para a geração de malha também foi utilizado o ICEM (ANSYS, 2016) um gerador de malhas não estruturadas com elementos volumétricos hexaédricos. O ICEM tem como vantagem ter uma geração de malha automática, muito adequada para geometrias complexas. Para se obter uma Malha Numérica com melhor precisão requerida, realiza-se um procedimento chamado de Teste de Independência de Malha.

Teste de Independência de Malhas

Em uma simulação numérica, o teste de independência de malha é fundamental, pois possibilita determinar o nível de refinamento da malha que fornece a maior precisão requerida, garantindo que as características do escoamento não serão alteradas significativamente. Esse processo de refino da malha em todo domínio do problema pode alterar os resultados numéricos e influenciar no tempo de processamento do modelo, logo está relacionado ao aumento do custo computacional.

Pré-Processamento – Física Do Problema

Nessa etapa ocorreu o acoplamento das malhas e entrada dos dados físicos e químicos, também foram definidos os modelos matemáticos a serem utilizados e as condições de contorno, onde foram definidos todos os parâmetros relevantes para a simulação a ser realizada, no que diz respeito à: modelagem do problema; estado transiente ou estacionário; escoamento laminar ou turbulento; modelo de escoamento monofásico, bifásico ou multifásico; condições de contorno; definição das propriedades dos fluidos envolvidos; definição do número de iterações necessárias e do resíduo para convergência, definição de dependência temporal; dentre outros. Também é nessa etapa onde se estabeleceu o sentido do escoamento, assim como as entradas e saídas do fluido, neste trabalho chamadas de: *Inlet1, Inlet2 e Outlet*, conforme Figura 6.

O modelo de turbulência utilizado foi o K-ε devido a sua larga aplicação e confiabilidade relacionada a aplicações que envolvem domínios fechados, é o mais conhecido entre os modelos que envolvem duas equações diferenciais de transporte, pois é robusto, preciso e possui estabilidade, atualmente é considerado como padrão entre os modelos de turbulência utilizados em simulações industriais, ele também é incorporado na maioria dos códigos comerciais de CFD. (GABBI, 2013).

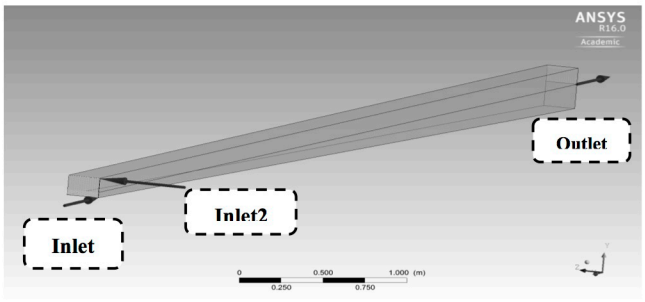


Figura 6.- Pré-processamento CFX.

Parâmetros para Convergência

O limite estabelecido como critério de convergência corresponde a valores RSM (*Root Mean Square)*. Neste trabalho adotou-se RSM residuais iguais a $1E^{-4}$. Portanto, considera-se que ocorreu convergência quando os resíduos dos balanços de massa, momento e energia encontram-se menores que valores aceitáveis durante o processo de solução numérica, a escolha desse critério foi baseada em instruções dadas no próprio manual da ANSYS CFX-14.0, assim como visto em trabalhos de CFD como de Verguel (2013) e Villamizar (2013). A convergência da solução foi verificada através do monitoramento ao decorrer da simulação.

Solver – Solução Numérica

Esta etapa é onde ocorreu de fato a simulação, o CFD- *Solver* resolveu para cada volume de controle as equações estabelecidas no Pré-Processamento. Os cálculos ocorreram até que se atingisse o número de interações definidas e o critério de convergência especificado.

Durante as simulações pode-se acompanhar através de gráficos os resíduos de erro e pontos de monitoramento pré-definidos. Assim, pode-se acompanhar a evolução da solução através do monitoramento no próprio software, e saber se atingia-se os critérios de convergência. O *Solver* obtém as soluções numéricas, fazendo as aproximações das variáveis desconhecidas do problema, discretizando o espaço, linearizando o sistema de equações algébricas, e resolvendo as equações resultantes de discretização.

Pós-Processamento – Resultado da Simulação

O Pós-Processamento é a última etapa da simulação computacional, na qual ocorreu a análise dos resultados gerados na etapa anterior, utilizou-se o pacote computacional *CFD-Post*, onde pode-se verificar o comportamento da fluidodinâmica do problema em qualquer estágio da solução. A metodologia adotada para coletar os dados de interesse nesse trabalho foi a de extrair os resultados dos pontos previamente estabelecidos (P0, P1, P2, P3, ..., P10). Para obtenção do Perfil de Velocidade foram criados 33 pontos nas alturas de 20%, 60% e 80% da altura da lamina d'água, no centro de todo comprimento da geometria.

Para obtenção dos dados de concentração realizou-se o mesmo procedimento de criação de pontos para extrair os resultados, porém, esses pontos foram gerados bem próximos à superfície.

RESULTADOS E DISCUSSÕES

Teste de Independência de Malha

Neste trabalho, a velocidade máxima da água dentro do canal hidráulico foi escolhida como variável a ser comparada para o teste com tamanhos de malhas diferentes, buscou-se aumentar o número de elementos da malha até que a velocidade não apresentasse variações significativas. A escolha de usar elementos hexaédricos foi devido à geometria não ter muitos detalhes, onde a malha hexaédrica se adapta bem, de acordo com Villamizar (2013), as malhas tipo hexaédricas tem a vantagem de fornecer melhores resultados quando comparadas com malhas tetraédricas. A Tabela 1, apresenta o número de elementos gerados em cada malha testada, assim como a respectiva velocidade máxima obtida.

Tabela 1.- Resultados Teste independência de Malha.

	Nº elementos	Velocidade máxima (m/s)	Tempo de simulação (dias)
Malha 1	22.680	0,440	5
Malha 2	239.400	0,445	5
Malha 3	3.570.480	0,445	14

De acordo com a Tabela 1, observa-se que a velocidade máxima calculada, para a malha 1 a qual somou um número baixo de elementos comparando com as malhas 2 e 3, apresentou uma velocidade máxima com valor inferior as demais malhas testadas. Nas malhas 2 e 3 a diferença do número de elementos foi significativa, optou-se por deixar a malha 3 bem mais refinada do que a malha 2 para se avaliar uma possível variação da velocidade numa malha com alto refinamento. Ao se analisar a velocidade máxima em ambas as simulações se constatou que a variável escolhida para o teste de malha não teve variação significativa, o que mostra que para estas duas simulações o tamanho da malha não influenciou nos resultados. Portanto optou-se por utilizar a malha 2 para realização das simulações, com o intuito de garantir um tempo computacional menor para as simulações. Portanto, o teste de malha apresentado, mostra o canal simulado com 239.400 elementos hexaédricos.

Introdução do traçador no canal

Com a geometria e a malha definidas foi feita a introdução do traçador no canal, composto por Cloreto de Sódio (NaCl). Para estabelecer a existência da mistura, composta pelas duas substâncias que compõem a simulação, água e traçador, foi necessária a implementação de uma fase configurada com dois componentes, pela entrada 1 (Inlet1) entra a água e pela entrada 2 (Inlet2) entra o traçador. A Figura 7 apresenta em destaque a entrada do traçador.

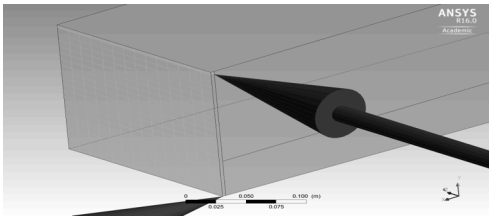


Figura 7.- Pré-processamento - Inlet2.

As configurações gerais do domínio, como as condições de contorno e as condições iniciais utilizadas nesta etapa da simulação são apresentadas na Tabela 2.

Tabela 2.- Configurações gerais da simulação.

Tipo de Análise	Transiente
Duração da simulação	200 (s)
Passo de tempo	0,001 (s)

Fluido do domínio	Água
Modelo de Turbulência	K-Epsilon
Pressão de referência	1 (atm)
Critério de Convergência	$1.E^{-4}$
Esquema de interpolação	High resolution
Rugosidade da Parede	Parede lisa

Observa-se que para obtenção dos resultados do Perfil de Velocidade nos pontos escolhidos foram criados 33 pontos nas alturas de 20%, 60% e 80% da altura da lamina d'água, no centro de todo comprimento da geometria, conforme pode ser visto na Figura 8.

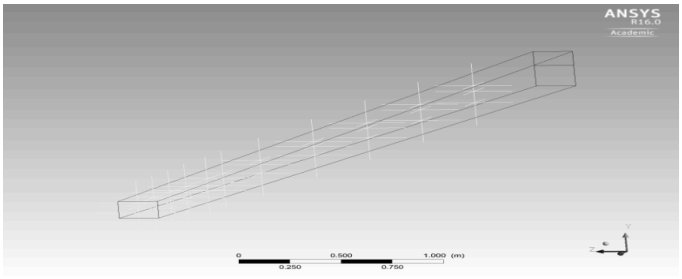


Figura 8.- Posicionamento dos pontos de medição de velocidade.

Para obtenção dos dados de concentração do traçador realizou-se o mesmo procedimento de criação de pontos para extrair os resultados. Primeiramente gerou-se os pontos bem próximos a superfície, como pode ser visto na Figura 9, onde se acreditava poder encontrar os dados da dispersão mais próximos dos dados reais medidos por Oliveira (2016). Assim, foram usados os dados experimentais de Oliveira (2016) para comparação com os dados simulados. As medições de Oliveira (2016) foram realizadas em três diferentes alturas (10, 45 e 80%), referentes à altura de lâmina d'água em cada ponto.

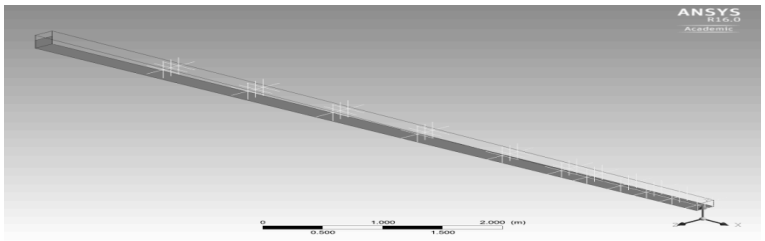


Figura 9.- Localização dos pontos para análise de concentração na superfície do canal.

Validação do Modelo

Com o intuito de se obter a validação dos resultados em CFD, optou-se por comparar o perfil de velocidade do canal hidráulico experimental com o perfil de velocidade do canal hidráulico desenvolvido com a CFD. Os dados experimentais foram obtidos por Oliveira (2016). A Figura 10 apresenta os Gráficos com a comparação dos pontos experimentais com os resultados em CFD.

De acordo com os gráficos plotados para comparação do perfil de velocidade do canal experimental com o modelo computacional, observa-se que o modelo desenvolvido com CFD, apresentou valores de velocidade maior em relação à velocidade no canal experimental, isso pode ter ocorrido devido a algumas interferências durante a experimentação, como por exemplo, o uso de um molinete relativamente grande para o canal, que possivelmente gerou interferência nas leituras de velocidade levando a valores menores do que os reais. Outra interferência pode ser as características usadas na rugosidade do canal, que nem sempre é possível representar fielmente, podendo influenciar nos resultados. Contudo os gráficos da Figura 10 demonstram que o modelo em CFD foi capaz de reproduzir o perfil de velocidade do canal experimental, com valores

aproximados. Pode-se assim, afirmar que a simulação representa o fenômeno físico real, dessa forma considera-se que o modelo computacional esteja validado em termos de obtenção de perfil de velocidade podendo ser utilizado para levantamento de outras características do escoamento.

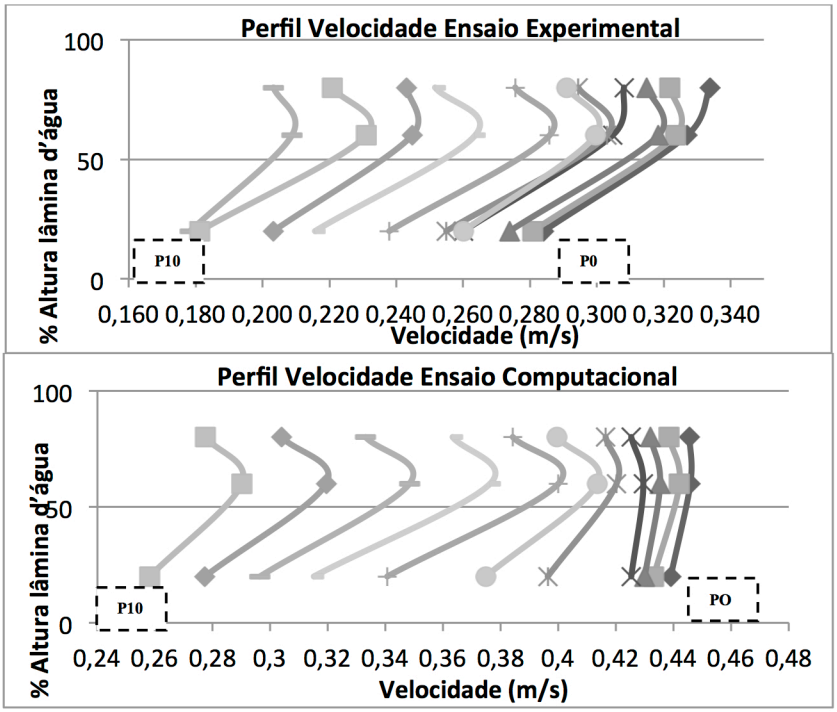


Figura 10.- Perfil de Velocidade com vista no plano x e y.

Observa-se também, que o perfil de velocidade do escoamento no canal simulado teve concordância com o esperado, visto que as velocidades maiores são percebidas no início do escoamento, e decrescendo ao longo da geometria. A velocidade máxima encontrada no escoamento é na entrada como pode ser visto na Figura 11(a). Observa-se ainda, que ao final do trecho estudado a velocidade aumenta, isto ocorre devido a presença da parede do canal abaixo da saída do fluido, onde se diminui a sessão do escoamento, ocasionando a queda da água. Essa questão pode ser melhor visualizada na Figura 11(b).

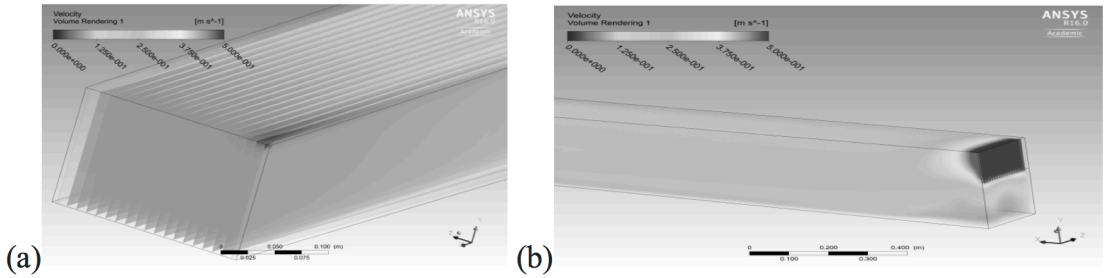


Figura 11.- (a) Estudo da velocidade na entrada e (b) na saída do escoamento.

Análise para Dispersão do traçador

Para a análise dos resultados referentes à dispersão do traçador ao longo do canal simulado, a Figura 12, apresenta as concentrações simuladas e mostram o comportamento da dispersão. Nota-se também que a concentração do traçador é maior nas proximidades do seu lançamento, que ocorre no lado direito do canal e conforme o suceder da dispersão no lado direito a concentração vai decrescendo. É possível identificar a formação da pluma de dispersão do traçador, visto que tanto no centro como na extremidade esquerda do canal observa-se que com o decorrer da dispersão os valores de concentração do efluente lançado aumentam.

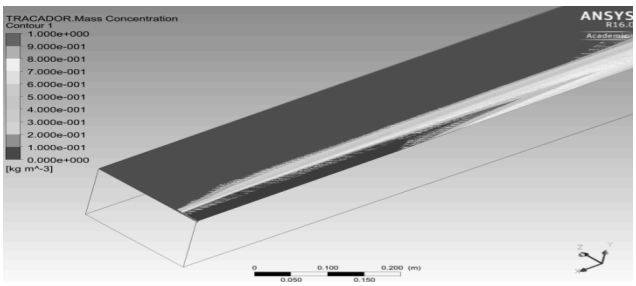


Figura 12.- Concentração do Traçador nos primeiros pontos analisados.

Comparação do Ensaio experimental da Dispersão do Traçador com Ensaio em CFD.

Foi realizada a comparação dos resultados do Ensaio experimental realizado por Oliveira (2016) com a simulação computacional do canal hidráulico, conforme mostra os gráficos das Figuras (13, 14 e 15). Na Figura 13 é possível verificar os dados simulados pelo modelo de CFD e os dados experimentais levantados por Oliveira (2016) para o canal estudado. Pode-se observar que a curva de concentração do traçador tanto para o experimental como para o modelo tiveram o mesmo comportamento, e seus valores foram altos próximo ao lançamento decrescendo conforme o traçador percorreu o canal. Pode-se observar que esses valores não são gradativos, não decrescem somente ao longo do canal, podendo em algumas distâncias ser mais baixo e até mais alto do que na distância anterior. Isso porque o escoamento é turbulento e as velocidades não são lineares podendo mudar sua direção por qualquer interferência, seja nas paredes do canal ou na própria forma de coleta. Com isso pode-se afirmar que o perfil de concentração simulado para o lado direito teve representatividade significativa em relação ao caso real.

Na Figura 14, que mostra o perfil de concentração do traçador para o centro do canal tanto para o experimental como para o modelo simulado, observa-se que o perfil de concentração para o modelo simulado, atingiu valores abaixo dos valores experimentais, porém esses valores não são diferentes estatisticamente. Então, pode-se verificar que o comportamento da curva do modelo simulado busca o mesmo comportamento do experimental.

Na Figura 15, ainda que já se esperasse os menores valores de concentração do traçador para o lado esquerdo, por ser o ponto do canal mais distante do lançamento sabendo que está estabelecido o escoamento, este resultou em uma diferença de valores da concentração do caso experimental para o modelo simulado. Acredita-se que isso pode ter ocorrido devido as interferências no momento de coleta no caso experimental, visto que ao realizar a coleta no canal, e por ele ser de pequenas dimensões, é possível a coleta de um ponto interferir na coleta do outro. Outra explicação para o ocorrido seria a necessidade de melhoria nas configurações do software, que proporcionem uma maior representação de detalhes do modelo real, que gerariam resultados mais aproximados do modelo real, como por exemplo, um melhor refinamento da malha numérica nas proximidades da parede e no fundo do canal e também combinações de modelo de turbulência para obtenção de melhores resultados.

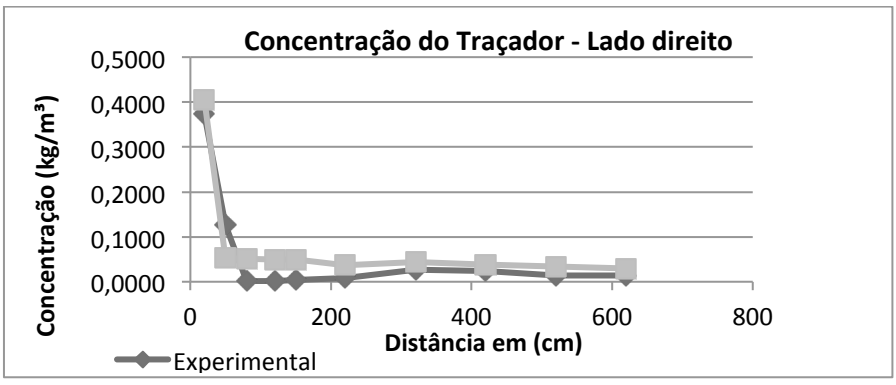


Figura 13.- Perfil de Concentração do Traçador para o lado direito.

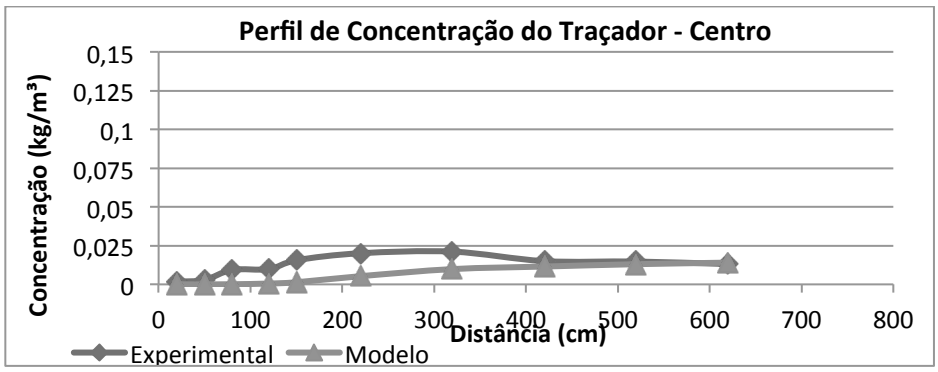


Figura 14.- Perfil de Concentração do Traçador para o centro.

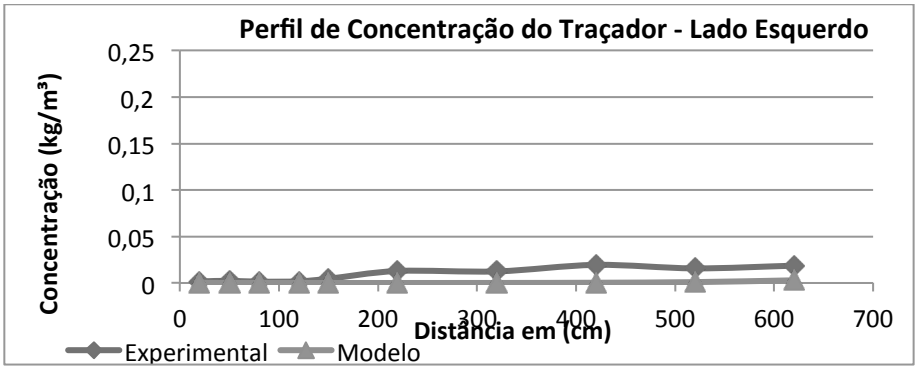


Figura15.- Perfil de Concentração do Traçador para o lado esquerdo.

O modelo de turbulência empregado nessa simulação, k-ε, possui como uma das características a robustez e a estabilidade numérica, porém segundo Verguel (2013) em velocidades baixas e nas camadas perto da parede o modelo k-ε apresenta falhas. Portanto, acredita-se que os resultados de baixa concentração medidos pelo software no fundo do canal possam apresentar mais coerência com o modelo experimental, combinando as vantagens de dois outros modelos de turbulência o k-ε e o $k-\Omega$, ou também pode-se testar o comportamento da simulação com outros modelos de turbulência como, por exemplo, o SST - *Shear Stress Transport*, que foi desenvolvido com o intuito de realizar uma transição no cálculo da turbulência. O SST tem como proposta provocar ajustes automáticos para melhorar a forma do cálculo, dependendo de onde a região do escoamento ocorre, longe da parede ele utiliza o k-ε e próximo a parede o $k-\Omega$. (MAITELLI, 2010).

CONCLUSÃO

O Brasil é detentor das maiores reservas de água do mundo, mas ainda não consegue efetivar esta gestão de maneira satisfatória. Com isso a situação da poluição hídrica no país tem se agravado devido ao aumento das cargas poluidoras industriais e principalmente urbanas, o uso inadequado do solo e de defensores agrícolas, desmatamento, erosão, dentre outros fatores. Assim, esse projeto de pesquisa demandou esforços parar estudar o comportamento das emissões feitas em rios de forma a, em um futuro próximo, encontrar estratégias para o gerenciamento dos recursos hídricos.

Foi escolhido um canal experimental e também um software de CFD para realização da pesquisa. Ao inserir a geometria do canal experimental no software de CFD foi possível a realização de vários estudos para o entendimento da própria ferramenta e também do canal. Pode-se realizar alguns testes de independência de malha de forma a definir a melhor malha numérica a ser empregada nas simulações, foi escolhida a malha com 239.400 elementos hexaédricos, a qual comparada com as outras malhas geradas, uma com baixo nível de refinamento e outra com alto nível de refinamento, não apresentou diferença nos resultados, garantindo um custo computacional menor, sendo essa a malha considerada adequada para início das simulações. As primeiras

simulações serviram para uma primeira validação do modelo computacional desenvolvido, que através da comparação do perfil de velocidade do canal experimental com o perfil de velocidade do modelo simulado, pode-se verificar que os resultados demonstraram similaridade. Para caracterização da turbulência utilizou-se o modelo K-ε, devido sua alta empregabilidade em simulações semelhantes e boa estabilidade numérica. Esses resultados deram segurança para as demais verificações que este trabalho apresentou.

Ao realizar as simulações a comparação das curvas geradas do perfil de concentração com o caso experimental, pode-se concluir que a simulação gerou resultados condizentes. Portanto, o modelo computacional foi considerado uma representação válida do fenômeno real.

De modo a continuar e complementar esse trabalho, sugere-se aprimorar o estudo dos diversos parâmetros que são utilizados para a realização da simulação. Como por exemplo, realizar teste de malha com formas geométricas diferentes, refinamentos diferentes ao longo do canal, modelos de turbulência diferentes, rugosidades na parede diferentes, critérios de convergência diferentes, método de interpolação diferente, realizar simulações variando consideravelmente os valores para o *"Total Time"*, entre outros. De forma a buscar uma minimização dos erros entre os resultados do experimental e do modelo.

Por fim, conclui-se que esse trabalho possibilitou um melhor entendimento dos fenômenos envolvidos em dispersão de poluentes em canais e pode ampliar significativamente os conhecimentos de modelagem em CFD.

REFERÊNCIAS

Agência Nacional Das Águas – Ana. (2011) Portal da Qualidade das Águas. Disponível em: <http://portalpnqa.ana.gov.br/avaliacao.aspx>. Acesso em: Maio 2017.

Averous, J.; Fuentes, R. Advances in the Numerical Simulation of Hydrocyclone Classification. Canadian Metallurgical Quartely, 1997. v. 36, n. 5, p. 309-314.

Corte, T. D., Portanova, R. S., A evolução do tratamento jurídico das águas: direito humano e patrimônio comum da humanidade. Florianópolis. SC. 2005.

Devens, J. A., Barbosa Jr, A. R., Silva, G. Q. Métodos diretos de determinação do coeficiente de dispersão longitudinal em cursos d'água naturais – fundamentos teóricos. Engenharia Sanitária e Ambiental, vol. 11, n.3, Rio de Janeiro, 2006.

Gabby, R. Modelagem Matemática Do Escoamento Turbulento Em Canal Axissimétrico Com "*Bluff-Body*". Ijui- RS.

Maitelli, C. W. S. P. Simulação do escoamento monofásico em um estágio de uma bomba centrífuga utilizando técnicas de fluidodinâmica computacional. 2010. 183 f. Tese (Doutorado em Pesquisa e Desenvolvimento em Ciência e Engenharia de Petróleo) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2010.

Meijerink, A. M. J.; Brouwer, H. A. M.; Mannaerts, C. M.; Valenzuela, C. R. Introduction to the use of geographic information systems for practical hydrology. International Hydrological Programme, UNESCO and ITC. Netherlands. n.23, pp219-231, 1994.

Miller, G.T. (2007) Ciência ambiental. São Paulo: Thomson Learning. 123p.

Munevar, W. G. D. Gestión y valor económico del recurso hídrico Universidad de Católica de Colombia, Bogotá, Colombia. 2015.

Oliveira, E. C. M., Determinação do Coeficiente de Dispersão de um canal para validação de um software de fluidodinâmica computacional (CFD). Dissertação de Mestrado. 2016.

Pizella, D. G., A relação entre Planos Diretores Municipais e Planos de Bacias Hidrográficas na gestão hídrica. Ilha Solteira, SP, 2014.

Vergel, J. L. G. Estudo da influência da malha computacional, modelos de turbulência e aspectos numéricos da modelagem CFD em impelidores PBT usando malhas não-estruturadas. Campinas, SP, 2013.

Villamizar, U. M. Estudo Da Fluidodinâmica Em Um Erlenmeyer Com Uso De Cfd. Campinas, Sp. 2013.

IAHR AIIH

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

UN NUEVO ENFOQUE SOBRE LAS CARACTERÍSTICAS DEL MEZCLADO EN FLUJOS CONDUCIDOS POR LA GRAVEDAD

Beatriz M. Marino y Luis P. Thomas
Grupo Flujos Geofísicos y Ambientales, UNCPBA, Pinto 399, 7000 Tandil, Argentina.
bmarino@exa.unicen.edu.ar, lthomas@exa.unicen.edu.ar

RESUMEN:

Se propone una nueva forma de considerar el mezclado en la parte frontal de una corriente de gravedad que evoluciona sobre una superficie rígida, y cuantificarlo a partir de experimentos sencillos de laboratorio. La zona frontal es de especial interés porque allí se desarrollan inestabilidades que dan lugar principalmente al mezclado con el fluido ambiente. Se calculan el espesor de la capa de fluido mezclado y las variables dinámicas mediante el planteo de los balances locales de masa y momento adelante y atrás del frente. El carácter local del análisis permite considerar los efectos del *entrainment* y del espesor de la capa del fluido liviano sobre la dinámica de la corriente.

ABSTRACT:

A new approach that considers the mixing in the front of a gravity current evolving over a rigid bottom and provides a way of quantifying it is introduced. The frontal zone of this kind of flow is particularly important because of the developed instabilities that generate mainly the mixing between the current and ambient fluids. The thickness of the mixed layer and the dynamical variables are estimated applying local mass and momentum balances around the front. The local nature of the analysis allows the effects of the entrainment and the thickness of the ambient fluid layer on the current dynamics to be considered. Results of simple laboratory experiments validate the analytical findings.

PALABRAS CLAVES: corrientes de gravedad, mezclado, número de Froude.

INTRODUCCIÓN

El interés por el cuidado del ambiente creció en forma significativa durante las últimas décadas, y con él la necesidad de comprender la dinámica de los flujos naturales para propender al manejo y la explotación sustentables del recurso hídrico. En la mayoría de los casos se analizan aproximaciones de los flujos reales en las que se los considera estacionarios y no-estratificados. Sin embargo, hay situaciones en las que al flujo usualmente presente en un curso de agua se le suma la presencia eventual y temporaria de una corriente de gravedad (CG) con capacidad de afectar las propiedades hidrodinámicas globales. Las CGs son flujos de fluidos conducidos por diferencias de densidad causadas por variaciones de salinidad, temperatura o concentración de partículas suspendidas (Marino y Thomas, 2007). Las condiciones de contorno y los diferentes rangos espacio-temporales de su ocurrencia presentan desafíos para describir los flujos ambientales. Se presentan frecuentemente en una variedad de situaciones naturales y antropogénicas entre las que se encuentran las corrientes sedimentarias en ríos, canales y lagos, las intrusiones mareales y los flujos (generalmente superficiales) de aguas más cálidas que el fluido ambiente descargados por las centrales térmicas. A su vez, muchos contaminantes orgánicos e inorgánicos transportados por los cursos acuosos son, en alguna medida, mezclados preferentemente en la zona frontal, por lo que el destino de estas sustancias es determinado por los procesos que allí tienen lugar. Cualquiera sea el problema, la cuantificación del proceso del mezclado en una CG es de suma importancia, especialmente para controlar la calidad del agua.

En su mayoría, las CGs son flujos no-estacionarios y turbulentos que incorporan fluido ambiente durante su recorrido. Las consecuencias de tal entrada, y la dilución resultante pueden ser importantes. Por ejemplo, muchos contaminantes industriales son descargados en cursos acuáticos con una densidad diferente generando CGs con importantes implicancias por los niveles de toxicidad y la extensión de la contaminación (Hallworth et al., 1996). Además, para entender cómo el mezclado afecta la dinámica del flujo, se requiere conocer la evolución de su compleja estructura interna (Hacker et al., 1996). A pesar de las aproximaciones basadas en la teoría de aguas-poco-profundas que describen la evolución de la velocidad del frente y la altura del flujo, ellas no proporcionan información cuantitativa sobre el ingreso del fluido ambiente a la zona frontal durante su propagación. Por lo tanto, la medida de la dilución de una CG por mezclado con el fluido ambiente es un tema aun abierto. Tal mezclado afecta la dinámica de la CG reduciendo la diferencia de densidad que conduce el flujo y modificando el balance de momentum causado por el ingreso del fluido ambiente. El fluido ambiente asciende por el frente de la CG y se incorpora a ella luego de mezclarse convectivamente; los efectos combinados de la convección y del transporte de masa favorecen su recirculación en el interior de la CG. Estos procesos son influenciados por los gradientes de velocidad, la rugosidad del lecho, la turbulencia y las profundidades de mezclado. Consecuentemente, la ocurrencia de CGs en los sistemas acuáticos afecta directa y significativamente al transporte, erosión y deposición del material particulado suspendido.

En este trabajo se presenta un nuevo enfoque para tratar con el mezclado, generado por el ingreso de fluido ambiente a una CG, que permite cuantificarlo. El modelo propuesto contempla lo que sucede en la zona frontal del flujo, no en su seno como es habitual, luego de que los vórtices causados por la inestabilidad de Kelvin-Helmholtz decaen. Así, se determinan el espesor de la capa mezclada y la relación entre éste, el coeficiente de ingreso E y los números adimensionales relevantes del problema. Se presentan los resultados de experimentos de laboratorio que validan los hallazgos teóricos.

MODELADO ANALÍTICO

Sea una CG plana constituida por un fluido de densidad ρ_2 que se desplaza sobre una superficie rígida horizontal en el seno de otro fluido en reposo y densidad $\rho_1 < \rho_2$. Se trabaja en el marco de la aproximación de Boussinesq ($\rho_2 - \rho_1 << \rho_2$) y de la teoría de aguas-poco-profundas. Esta última es válida cuando el espesor de la CG puede considerarse pequeño comparado con las escalas

horizontales características del flujo y entonces las aceleraciones verticales del fluido resultan pequeñas frente a la aceleración gravitatoria. La distribución vertical de presión es hidrostática y, para un flujo plano unidimensional, el movimiento del fluido depende de la coordenada horizontal x y del tiempo t.

La Figura 1 ilustra la zona frontal (o cabeza) de una CG de altura total $h_f = h_2+h_3$ en un sistema de referencia cuyo origen se encuentra en el frente y en el que el fluido ambiente con profundidad H se mueve de derecha a izquierda con velocidad $-u_f$. También muestra los parámetros asociados al problema. La interface entre la CG y el lecho del canal se establece en $z = 0$. Detrás de la cabeza se generan vórtices que decaen formando una capa de fluido de altura h_3 y densidad $\rho_1 < \rho(z) < \rho_2$, que yace sobre otra capa de espesor h_2 y densidad uniforme ρ_2. Esta capa de mezclado se forma con el aporte tanto del fluido menos denso como el de la corriente. En el interior de la CG, el fluido denso se mueve con velocidad $u_2 > 0$ para compensar el fluido perdido por mezclado.

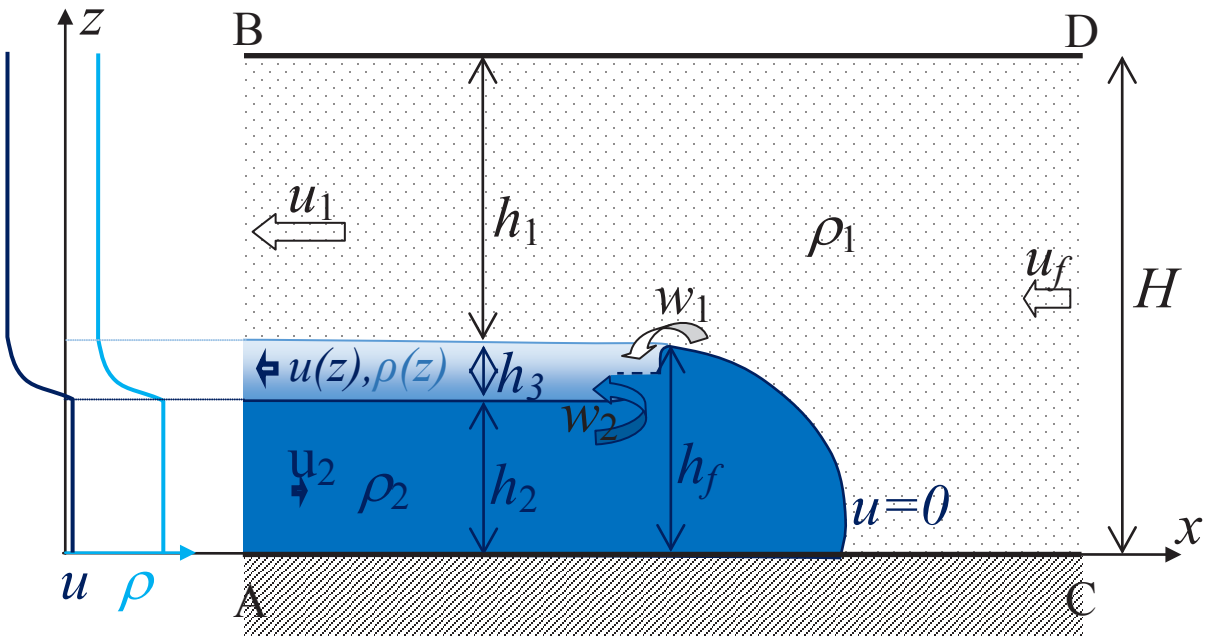


Figura 1.- Esquema de la zona frontal de una corriente de gravedad en el sistema de referencia que se mueve con el frente, introduciendo las variables empleadas.

Los resultados experimentales reportados por Simpson y Britter (1979) (ver también Altinakar et al., 1996, Stagnaro y Bolla Pittaluga, 2014) sugieren que los perfiles de densidad y velocidad en la capa de fluido mezclado no son lineales y pueden aproximarse por

$$\frac{\rho(z)-\rho_1}{\rho_2-\rho_1} = \left(\frac{h_2+h_3-z}{h_3}\right)^n, \qquad (1)$$

$$\frac{u(z)-u_1}{-u_2-u_1} = \left(\frac{h_2+h_3-z}{h_3}\right)^m, \qquad (2)$$

con $n \approx m \approx 4$ obtenidos empíricamente. En este caso, los valores medios de la densidad y velocidad resultan

$$\rho_3 = \rho_1 + \frac{\rho_2-\rho_1}{n+1} = \frac{n}{n+1}\rho_1 + \frac{1}{n+1}\rho_2, \qquad (3)$$

$$u_3 = u_1 - \frac{u_2 + u_1}{m+1}. \qquad (4)$$

De aquí que, ρ_3 se logra mezclando una parte significativa n/(n+1) ≈ 4/5 de fluido liviano con otra menor 1/(n+1) ≈ 1/5 de fluido denso provenientes de las capas superior e inferior respectivamente. En consecuencia, la capa mezclada puede considerar compuesta por dos subcapas, un inferior de espesor ≈h_3/5 de fluido denso y otra superior de espesor ≈ 4h_3/5 de fluido liviano, como muestra la Figura 2.

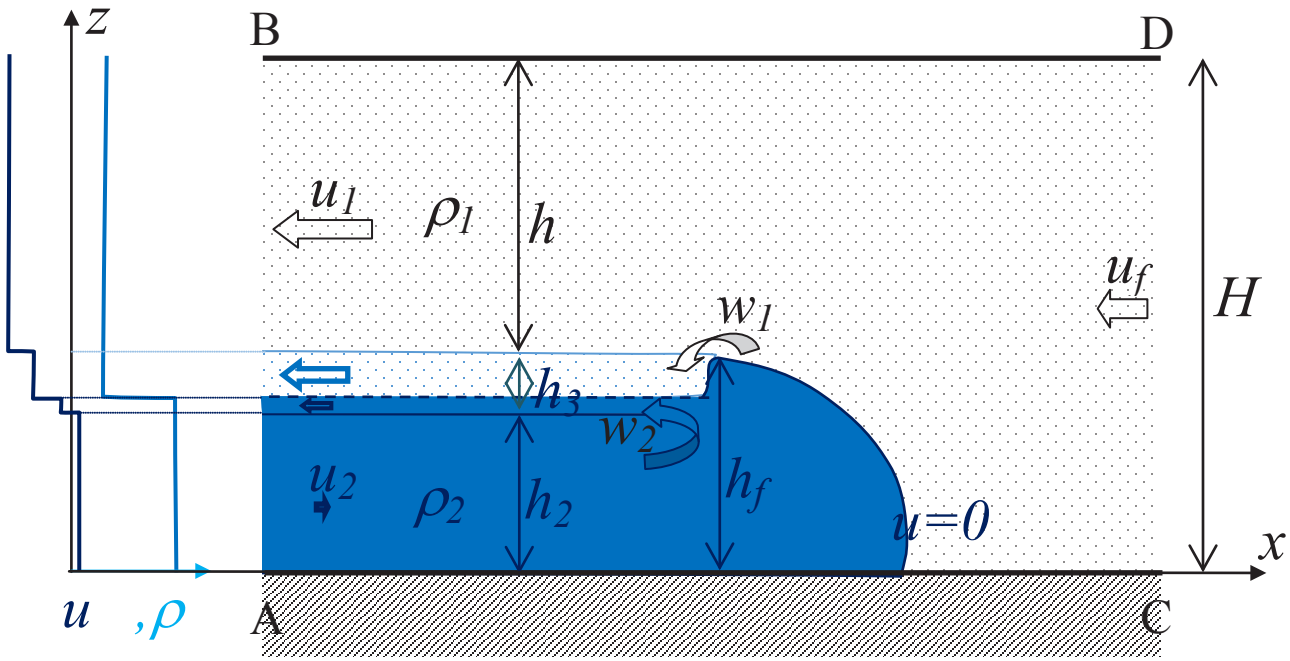


Figura 2.- Esquema equivalente al modelo representado en la figura separando las contribuciones de los fluidos de densidad ρ_2 y ρ_1 a la capa mezclada.

La cantidad de masa en la capa mezclada que atraviesa la sección AB en la unidad de tiempo, de acuerdo a las Ecs. (1) y (2), es

$$\int_{h_2}^{h_f} \rho u dz = \rho_1 h_3 \{a_{11}u_1 + a_{12}u_2\} + \rho_2 h_3 \{a_{21}u_1 + a_{22}u_2\}, \qquad (5)$$

donde

$$a_{ij} = \begin{Bmatrix} 1 - \frac{1}{(n+1)} - \frac{1}{(m+1)} + \frac{1}{(n+m+1)} & \frac{1}{(n+m+1)} - \frac{1}{(m+1)} \\ \frac{1}{(n+1)} - \frac{1}{(n+m+1)} & -\frac{1}{(n+m+1)} \end{Bmatrix} \approx \frac{1}{45}\begin{Bmatrix} 32 & 4 \\ 4 & -5 \end{Bmatrix}. \qquad (6)$$

Los términos del miembro de la derecha de Ec. (5) corresponden a los caudales de masa de los fluidos liviano (primer término) y denso (segundo término). De acuerdo a esta ecuación, el fluido mezclado que abandona el volumen de control (VC) en la sección AB con velocidad $u(z)$ (tal que $u_1 < u < u_2$), surge de la combinación de los perfiles de densidad y velocidad expresada en Ec. (5). En particular, si m, $n > 0$, se cumple que $a_{11}u_1+a_{12}u_2 > a_{21}u_1+a_{22}u_2$, por lo que hay un mayor flujo neto del fluido de densidad ρ_1 que el de densidad ρ_2. Esto se debe a que el fluido de mayor densidad en la subcapa inferior de la capa mezclada tiene menor velocidad. Puesto que el caudal saliente del VC equivalente a la suma de las diferentes contribuciones de los fluidos denso y

ambiente, se infiere que ambos fluidos ingresan a la capa mezclada en la misma proporción con la que salen. Esta situación es contemplada en la Figura 2.

En concordancia con otros autores (Ellison y Turner, 1959; Turner, 1986; García y Parker, 1993, García y Parsons, 1996), se supone que el ingreso de fluido ambiente a la CG se produce con velocidad $w_e = E_0 u_f$, donde $E_0 < 1$ es una constante empírica (conocida como "parámetro de *entrainment*"). Así, el caudal del fluido de densidad ρ_1 por ancho unitario del canal que ingresa en la corriente por la parte posterior de la cabeza es

$$w_1 h_f = E_0 u_f h_f, \quad (7)$$

En este caso, este caudal debe ser igual al que sale por la sección AB del VC, instante a instante; es decir,

$$E_0 u_f h_f = h_3 (a_{11} u_1 + a_{12} u_2) \qquad (8)$$

La conservación de la masa de los fluidos 1 y 2 en el VC ABCD (Figs. 1 y 2) se expresa a través delas ecuaciones

$$u_f H = u_1 h_1 + h_3 (a_{11} u_1 + a_{12} u_2) \qquad (9)$$

$$u_2 h_2 = h_3 w_2 = h_3 (a_{21} u_1 + a_{22} u_2), \quad (10)$$

Por otra parte, si el contorno superior es rígido, se tiene que

$$h_1 + h_2 + h_3 = H \qquad (11)$$

Las incógnitas h_1, h_3, u_1, u_2 y u_f pueden expresarse en función de, por ejemplo, h_2 y el parámetro E_0. Luego, se plantea el balance de la componente horizontal del momentum:

$$\int_0^H p_A dz - \int_0^H p_B dz = \oint \rho u_x \left(\vec{u} \cdot \hat{n} \right) ds \quad (12)$$

siendo:

$$p_{AB}(z) = \begin{cases} p_O - \frac{1}{2}\rho_2 u_2^2 - \rho_2 g z & 0 < z < h_2 \\ po - \frac{1}{2}\rho_2 u_2^2 - \rho_2 g h_2 - g\rho z & h_2 < z < h_2 + h_3 \\ p_O - \frac{1}{2}\rho_2 u_2^2 - \rho_2 g h_2 - \int_{h2}^{h2+h3} g\rho dz - \rho_1 g(z - h_2 - h_3) & h_2 + h_3 < z < H \end{cases}$$

y

$$p_{CD}(z) = p_0 - \frac{1}{2}\rho_1 u_f^2 - \rho_1 g z$$

con p_0: presión en un punto donde la velocidad es nula (e.g. el frente de la corriente).

El segundo miembro de Ec. (12) resulta:

$$\oint \rho u_x \left(\vec{u} \cdot \hat{n} \right) ds = -\rho_2 u_2^2 h_2 - \int_{h2}^{h2+h3} \rho u^2 dz - \rho_1 u_1^2 h_1 + \rho_1 u_f^2 H$$

Operando algebraicamente y usando las Ecs. (1), (2) y (12), se obtiene

$$-\frac{2}{(1-\gamma)}H_2H_3+\left[\frac{2H_3^2(n+1)-2H_3(n+2)+(2H_2H_3-2H_2+H_2^2)(n+2)(n+1)}{(n+2)(n+1)}\right]=\frac{1}{\gamma}U_2^2(1-2H_2)-2U_1^2H_1+U_f^2$$
$$+2H_3\left\{\left[-U_1^2+2\frac{U_1(U_2+U_1)}{(m+1)}-\frac{(U_2+U_1)^2}{(2m+1)}\right]+\left(\frac{1-\gamma}{\gamma}\right)\left[-\frac{U_1^2}{(n+1)}+2\frac{U_1(U_2+U_1)}{(n+m+1)}-\frac{(U_2+U_1)^2}{(2m+n+1)}\right]\right\}$$

con $\gamma=\frac{\rho_1}{\rho_2}$, $U_i^2=\frac{u_i^2}{g'H}$ y $H_i=\frac{h_i}{H}$ con i=1,2,3, $U_f^2=\frac{u_f^2}{g'H}$, y $H_f=\frac{h_2+h_3}{H}$.

El conjunto de ecuaciones (7-12) conforman un sistema que es función de H_f y del parámetro E_0. De la solución se encuentra una relación entre la velocidad de la CG y su espesor por medio del número de Froude definido como sigue:

$$Fr_a=\frac{u_f}{\sqrt{g'_f\,h_2}}=\frac{U_f}{\sqrt{H_2}}, \qquad (11)$$

(donde el subíndice *a* indica los valores del espesor de la CG atrás de la cabeza) y de la relación de aspecto

$$\alpha=\frac{H_3}{H_f} \qquad (12)$$

En particular, cuando no se considera en el análisis el mezclado entre los fluidos intervinientes, se encuentra que $Fr = Fr(H_f, E_0)$ recupera la forma de la conocida expresión [ref]:

$$Fr^2=\frac{U_f^2}{H_f}=\frac{(2-H_f)(1-H_f)}{(1+H_f)}$$

METODOLOGÍA EXPERIMENTAL

Los flujos de gravedad se generan en un canal horizontal de sección transversal rectangular de 3.00m×0.20m×0.60m cuyas paredes laterales son de acrílico transparente. El fluido denso (solución salina con colorante; ρ_2) se encuentra inicialmente en un compartimento con una compuerta vertical móvil localizada a una distancia $x = x_0$ de uno de los extremos del canal ($x = 0$). El compartimiento se llena hasta la misma profundidad H que el resto del canal que contiene agua (ρ_1). El experimento comienza cuando, levantando rápidamente la compuerta, el fluido denso colapsa formando una CG y finaliza cuando esta alcanza el extremo opuesto del canal. Varias series de experimentos se realizaron variando la gravedad reducida inicial $g'_0 = g(\rho_2-\rho_1)/\rho_1$, x_0 y H.

Un panel lateral de iluminación ubicado detrás de una pantalla difusora y a lo largo del canal provee un fondo luminoso aproximadamente uniforme. Una video cámara CCD, colocada a una distancia fija de 6 m del tanque, permite obtener las imágenes digitales de 1024×748 pixeles en tiempo real. La distancia entre la cámara y el tanque debe ser mucho mayor que el ancho del mismo para disminuir el error de paralaje. A partir del momento en el que se levanta la compuerta, se registra la secuencia de imágenes que luego se procesa empleando un software específico. La medición de la posición del frente x_f (t) y las alturas h_f y h_a se realizan directamente sobre las imágenes capturadas. A partir de ellas, se determinan las magnitudes derivadas (e.g. u_f, *Fr, Re,* Ri_ℓ).

Mediciones de la intensidad de la luz en cada pixel permiten obtener la distribución bidimensional de densidad $\rho(x, z, t)$ en cada imagen.

La Tabla 1 presenta los valores de los parámetros experimentales característicos. El valor de la viscosidad cinemática de la solución salina usado en el cálculo de Re es $\nu = 1.1\times10^{-6}$ m^{2}s^{-1}. En todos los casos, el valor de $Re > 1500$ permite despreciar los efectos de las fuerzas viscosas sobre la dinámica de la CG. Los valores de $g'_0 < 40$ cm^2/s aseguran que el comportamiento de las CGs es descrito por la aproximación de Boussinesq.

Notar que h_3 es la diferencia entre la altura de la CG atrás de la zona frontal medida h_a y la altura equivalente que tendría el flujo si no existiese mezclado $h_a\big|_{eq}$. Esta última se determina para cada posición x integrando verticalmente la distribución de densidad instantánea:

$$h_a\big|_{eq}(x,t) = \int_0^H \frac{\rho(x,z,t)-\rho_1}{\rho_2-\rho_1}dz = h_2 + \int_{h_2}^{h_2+h_3} \frac{\rho(x,z,t)-\rho_1}{\rho_2-\rho_1}dz = h_2 + \frac{h_3}{(n+1)} \quad (13)$$

Para determinar el parámetro de *entrainment* E_0 y las variables de interés, h_3 surge de los experimentos como:

$$h_a - h_a\big|_{eq} = \frac{nh_3}{(n+1)} \quad (14)$$

Por lo tanto, la medición de h_a y el cálculo de $h_a|_{eq}$ permiten encontrar el espesor de la capa de mezclado formada detrás de la cabeza y compararlo con los resultados del modelo teórico.

Tabla 1.- Parámetros experimentales característicos.

Experimento	Símbolo	$A_0 = x_0\times h_0$ (cm^2)	g'_0 /cm^2/s)
1	o	20×30	30.1
2	□	20×30	19.5
3	★	20×30	11.1
4	o	20×20	30.2
5	□	20×20	19.4
6	★	20×20	11.1
7	o	15×20	30.2
8	□	15×20	19.3
9	★	15×20	10.8

RESULTADOS EXPERIMENTALES

Los resultados experimentales mostrados en la Figura 3 indican que $h_a - h_a|_{eq} = 0.6h_a$ en todo el recorrido de la corriente y para diferentes valores de la diferencia relativa de densidad $(\rho_2-\rho_1)/\rho_1$ y volúmenes liberados. Por otra parte, los resultados del modelo analítico indican que h_3 es proporcional a h_a y depende del coeficiente de *entrainment* E_0. Estos resultados, luego de adimensionalizarlos, se comparan satisfactoriamente con la curva teórica en la Figura 4. La evolución del número de Froude calculado a partir de Ec. (11) también muestra un acuerdo razonable con la teoría como ilustra la Figura 5.

Además, el modelo desarrollado proporciona información sobre las corrientes reales que hasta ahora no había sido reportada. Por ejemplo, la velocidad del fluido denso U_2, difícil de medir experimentalmente, no es constante como se suponía hasta ahora. Como se observa en la Figura 6, U_2 crece con $H_a = h_a/h_0$ desde $U_2 \approx 0.2$, alcanzando un máximo en $H_a \approx 0.6$ a partir del cual decrece por efecto de la cercanía del contorno superior. Esto se explica por el hecho que, a medida que la CG abarca una porción mayor de la profundidad del canal, de la conservación de la masa del fluido 1 resulta que U_1 (en el sistema de referencia de la Figura 1) es mayor, generando así un mezclado más intenso en la capa 3 que debe ser alimentada por la corriente del fluido denso.

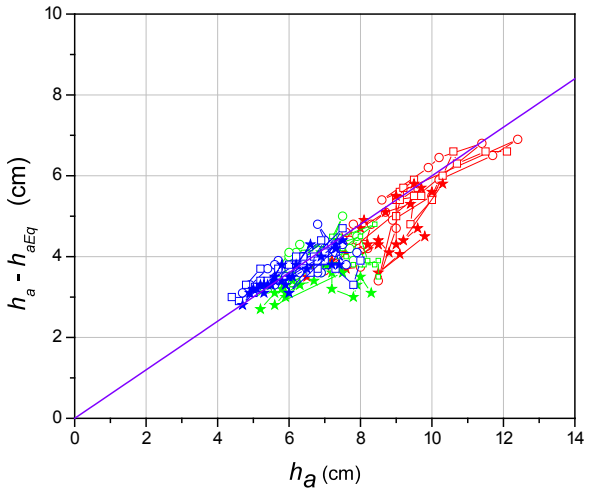


Figura 3.- Evolución del espesor de la capa de mezclado en función de la profundidad de la CG detrás de la cabeza. De la recta que mejor ajusta los puntos experimentales, resulta que $\alpha = 0.6$.

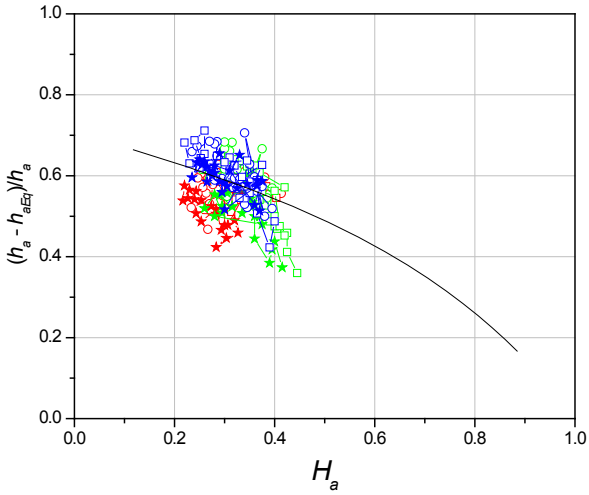


Figura 4.- Comparación de la evolución experimental del espesor de la capa de mezclado (símbolos) con el modelo (línea continua).

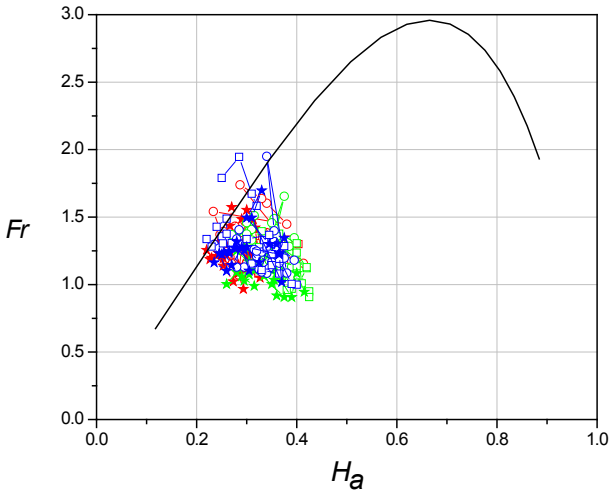


Figura 5.- Comparación de la evolución experimental del número de Froude (símbolos) con el modelo (línea continua).

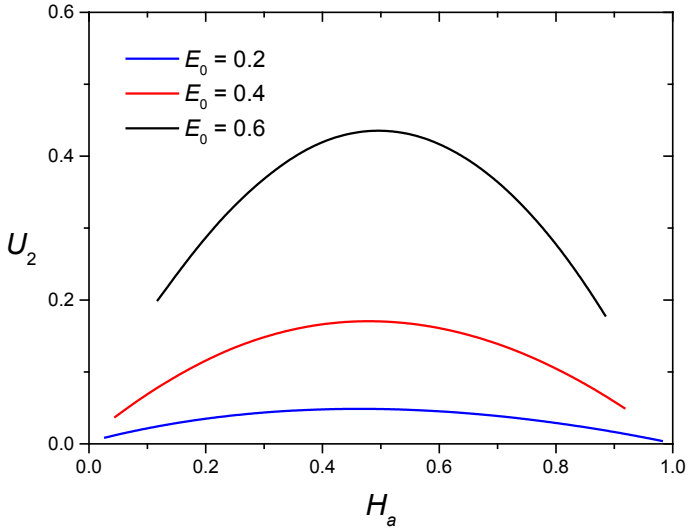


Figura 6.- Evolución de la velocidad del fluido denso con respecto a la velocidad del frente proporcionada por el modelo considerando distintos valores del parámetro de *entrainment*.

OBSERVACIONES Y CONCLUSIONES

Se desarrolló un modelo teórico que, en primera aproximación, permite cuantificar el mezclado generado detrás del frente de una CG y correlacionarlo con otros parámetros característicos del flujo, a partir de los balances fundamentales de masa y momentum. Los resultados representan un avance en la comprensión de una fenomenología que aun en el presente genera discrepancias. Se encuentra un acuerdo razonable entre resultados teóricos y experimentales, en concordancia con la teoría de las inestabilidades generadas entre dos capas de fluido que se mueven a distintas velocidades.

Sin embargo, el valor $E_0 \approx 0.6$ hallado al comparar los resultados teóricos y experimentales es demasiado alto con respecto a los valores reportados por Nogueira et al. (2014) ($E_0 \approx 0.1$-0.2) o García y Parsons (1996) ($E_0 \approx 0.3$) para condiciones experimentales similares. Dado que los resultados de laboratorio encontrados son comparables con los muchos publicados, se concluye que los resultados analíticos aproximados aportados por el modelo presentado dan cuenta parcialmente del *entrainment* en las CGs analizadas en este trabajo. En consecuencia, el análisis teórico debe optimizarse para explicar adecuadamente los resultados experimentales, por ejemplo, considerando el esfuerzo de corte producido en la capa de mezclado, lo cual será parte de otro estudio.

REFERENCIAS

Altinakar, M.S., W.H. Graf, E.J. Hopfinger (1996). "Flow structure in turbidity currents." *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 34, No. 5, pp. 713-718.

Ellison, T.H. y J. S. Turner (1959). "Turbulent entrainment in stratified flows." *Journal of Fluid Mechanics*, Vol. 6, No. 3, pp. 423-448.

Hacker, J., P.F. Linden y S.B. Dalziel (1996). "Mixing in lock-release gravity currents." *Dynamics of Atmospheres and Oceans*, Vol. 24, pp. 183-195.

Garcia, M.H. y G. Parker (1993). "Experiments on the entrainment of sediment into suspension by a dense bottom current." *Journal of Geophysical Research: Oceans*, Vol. 98(C3), pp. 4793-4807.

García, M.H. y J.D. Parsons (1996). "Mixing at the front of gravity currents." *Dynamics of Atmospheres and Oceans*, Vol. 24, No. 1-4, pp. 197-205.

Hallworth M.A., H.E. Huppert, J.C. Phillips y R.S.J. Sparks (1996). "Entrainment into two-dimensional and axisymmetric turbulent gravity currents." *Journal of Fluid Mechanics*, Vol. 308, pp. 289-311.

Marino, B.M. y L.P. Thomas (2007). *Corrientes de gravedad*. Independencia Gráfica y Editora, Tandil.

Nogueira, H.I., C. Adduce, E. Alves y M.J. Franca (2014). "Dynamics of the head of gravity currents." *Environmental Fluid Mechanics*, Vol. 14, No. 2, pp. 519-540.

Simpson, J., R. Britter (1979). "The dynamics of the head of a gravity current advancing over a horizontal surface." *Journal of Fluid Mechanics*, Vol. 94, No. 3, pp. 477-495.

Stagnaro, M. y M. Bolla Pittaluga (2014). "Velocity and concentration profiles of saline and turbidity currents flowing in a straight channel under quasi-uniform conditions." *Earth Surface Dynamics*, Vol. 2, No. 1, pp. 167-180.

Turner, J. S. (1986). "Turbulent entrainment: the development of the entrainment assumption, and its application to geophysical flows." *Journal of Fluid Mechanics*, Vo. 173, pp. 431-471.

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

ESTUDO DAS EQUAÇÕES DO CÁLCULO DO COEFICIENTE DE DISPERSÃO USANDO ANÁLISE CORRELACIONAL

[1]Camila P. Melchior,[1]Michele dos S. Lopes, [1]Eva C. M. Oliveira, [1]Júlia K. Ambrosio, [2]Bruno de M. Brentan, [1]Lubienska C. L. J. Ribeiro, [1]Laura M. C. F. Fais
[1]Universidade Estadual de Campinas, Brasil, [2]Universidade de Lorraine, França
camila.p.melchior@gmail.com, sl.michele@hotmail.com, evacarolline.mo@gmail.com, jukobylanski@gmail.com, brunocivil08@gmail.com, lubi@ft.unicamp.br, laura@ft.unicamp.br

RESUMO

A poluição dos corpos d'água ainda é um problema grave uma vez que grande parte da disposição dos resíduos gerados pelas atividades humana está neles, pondo em risco o abastecimento da comunidade. Portanto, é importante analisar e parametrizar modelos de qualidade da água, assim é possível avaliar o impacto desses poluentes com segurança. Uma variável importante neste cenário é o coeficiente de dispersão longitudinal (E_L), que analisa a dispersão do poluente no decurso do rio, no entanto ainda não se tornou oficialmente um parâmetro normativo de avaliação, uma vez que um padrão de cálculo não foi definido. O coeficiente E_L já foi tratado em diferentes trabalhos e diversas são as fórmulas para quantifica-lo, este projeto focou em 4 destas, obtidas por meio de métodos empíricos, elas levam em conta as características físicas do rio que interferem no coeficiente. A análise correlacional, na forma de Mapas auto-organizáveis e Análise de Componentes Principais (PCA), teve a função de buscar padrões de relações entre as variáveis e a aplicabilidade dessas equações buscando orientar trabalhos futuros e contribuir com a padronização do coeficiente.

ABSTRACT

The pollution of rivers is still a serious problem since a majority part of the disposal of waste generated by human activity it is on them, risking the community water supply. Therefore, it is important to analyze and establish parameters of water quality models, making it possible to assess the impact of these pollutants safely. An important variable in this scenario it is the longitudinal dispersion coefficient (E_L), which analyzes the pollutant dispersion along the river course, however it hasn't still became officially a normative parameter of evaluation, since a standard for your calculation hasn't been defined. The E_L coefficient has already been discussed in distincts researches e there are severals ways of quantifying it, this study focused in 4 of this formulas, all of them obtained by empirical methods, they take into account the physical characteristics from the river which interfere in the coefficient. The correlation analysis, in the form of Self-Organizing Maps and the Principal Component Analysis, it had the function of search for patterns of relation between the variables and the applicability of these equations, with the aim of guiding future researches and to contribute with the standardization of the coefficient.

PALAVRAS CHAVE: qualidade de água; análise correlacional; dispersão de poluentes.

INTRODUÇÃO

Na busca pela sustentabilidade, controlar a poluição dos corpos hídricos é de extrema importância. Está previsto na lei brasileira que a gestão de recursos hídricos deve "assegurar à atual e às futuras gerações a necessária disponibilidade de água, em padrões de qualidade adequados aos respectivos usos" (ANA, 2017). Para tanto o monitoramento constante de cenários e a degradação de mananciais se torna uma ação indispensável e o Coeficiente de dispersão longitudinal (E_L) é um parâmetro que pode contribuir para isso.

O coeficiente de dispersão longitudinal E_L é um parâmetro físico que visa descrever o fenômeno da advecção-dispersão dos poluentes em um curso d'água. Este fenômeno costuma ser representado através da lei de *Fick*, como na equação [1] (INCROPERA, et al 2008). Sendo assim o coeficiente de dispersão entra nesse cenário como uma possível ferramenta de fiscalização pois oferece uma representação numérica.

$$Jd = -Dm \frac{dC}{dx} \qquad [1]$$

Em que: Jd= taxa de transporte difusivo [$ML^{-2}T^{-1}$]; c= concentração [ML^{-3}]; Dm= coeficiente de difusão molecular [L^2T^{-1}]; x= direção que se desenvolve o processo [L]

Diversos métodos de cálculo do coeficiente já foram desenvolvidos, no geral se dividem em Métodos Diretos e Empíricos. Os Diretos são todos baseados na lei de *Fick*, os Métodos Empíricos são desenvolvidos por ensaios práticos e visam relacionar o coeficiente com as características físicas do corpo d'água, que são variáveis possíveis de se obter (OLIVEIRA, 2013). Porém este coeficiente ainda não foi aprimorado e padronizado, apesar de estudado desde 1953 (TAYLOR, 1953).

Existe uma dificuldade em aplicar o coeficiente E_L, e se deve a discrepância encontrada na literatura atual sobre o cálculo do mesmo. Das equações que foram usadas neste trabalho são obtidos valores que não condizem entre si, Noori et al. (2016) dizem que essa dificuldade em universalizar o coeficiente se deve muito ao fato de que o mesmo é controlado por muitos processos. Sabendo desta situação a análise correlacional se mostra importante para esse parâmetro, surgindo como uma possibilidade de reavaliar as relações sugeridas pelos autores dessas equações. Essa análise é um mecanismo estatístico que possibilita encontrar relações entre as variáveis. O estudo correlacional não só proporciona compreender os eventos estudados como também prever acontecimentos futuros referentes aquele fenômeno (GUIMARÃES, 2013).

As metodologias para realizar uma análise correlacional podem ser divididas entre análise quantitativa e qualitativa. Como ferramenta qualitativa de análise correlacional as redes neurais do SOM (*Self-organizing maps*), ou mapas auto-organizáveis, já foram usadas recentemente no campo da hidráulica e hidrologia (DONG et al. (2012), WALLNER et al. (2013), TSAI et al. (2017), BRENTAN (2017)).

Redes neurais são ferramentas que processam informações baseadas no comportamento dos neurônios humanos e se diferem no processo de aprendizado a partir dos dados. No caso dos mapas auto-organizáveis, uma rede de neurônios se relaciona com os dados coletados, encontrando conexões de forma que ao fim do processamento, padrões aparentemente incidentais serão organizados, através de malhas bidimensionais de variáveis, fornecendo uma leitura mais clara desse padrão que antes parecia aleatório (WALLNER, et al, 2013).

Ainda para complementar as avaliações de maneira quantitativa foi usada a análise de componentes principais, PCA (*Principal Component Analysis*). Esse método também dispõe de resultados numéricos e visuais, apresentando uma combinação linear das relações entre as variáveis, bem como o peso de cada uma para com a variância, obtendo os componentes principais, PC's, essa nova combinação de variáveis não são correlacionadas entre si. As etapas do PCA são o cálculo da matriz de covariância entre cada variável, depois o cálculo dos autovalores e autovetores

da matriz, para então calcular as PC's usando desses valores (BRENTAN, 2017; HAQUE, 2013). A aplicação da PCA visa confrontar a análise realizada com o SOM e se possível aprimorá-la.

A proposta deste trabalho é, através de uma compilação de 4 equações empíricas encontradas na literatura realizar uma análise correlacional para encontrar relações entre as variáveis hidráulicas envolvidas nos cálculos, identificando qual parâmetro interfere de maneira significativa no valor do coeficiente e, se possível, qual equação considera as relações de interferência.

Sendo assim, foi realizada uma pesquisa de levantamento de dados, coletando as características do canal, sem manipulação das variáveis envolvidas, e então, com a análise dos mapas auto-organizáveis e o PCA, as possíveis relações existentes entre essas características são analisadas, visando unificar o arranjo dessas variáveis bem como a aplicabilidade do coeficiente entre tantos modelos possíveis.

MATERIAIS E MÉTODOS

Levantamento dos dados para o canal

As variáveis que deveriam ser coletadas foram definidas através das 4 equações estudadas, estas equações aparecem na Tabela 1 e foram selecionadas baseadas na diferença entre os valores finais do coeficiente de dispersão buscando escolher aquelas, dentro da literatura atual, que mais divergem numericamente.

Tabela1.- Revisão da literatura para as equações do cálculo do coeficiente de dispersão longitudinal (E_L).

Autor	**Equação**
Fischer (1975)	$EL = 0{,}011\ \frac{U^2\ .\ B^2}{u*\ .\ H}$
Híbrido de Vargas & Mellado (1994)	$EL = \beta VM\ .\frac{U^2\ .\ B^2}{u*\ .\ H}$
Koussis & Rodrigues-Mirasol (1998)	$EL = \varphi\frac{u*\ .\ B^2}{H}$
Oliveira (2013)	$EL = 0{,}744(\frac{H^{0{,}0361}.U^{1{,}591}}{u*^{2{,}216}.B^{0{,}661}})$
Legenda	
H = profundidade média do escoamento [L] u_* = velocidade de atrito ou de cisalhamento [L T^{-1}] B = largura à superfície livre da água [L] U = velocidade média do escoamento [L T^{-1}]	βVM= 7,3867* $B^{-1{,}8558}/R_H$ R_H = raio hidráulico [L] ϕ = 0,6

O levantamento de dados para a aplicação da análise correlacional foi feito através do acompanhamento do trabalho empírico de Oliveira (2017). Este foi baseado em uma série de ensaios práticos realizados no canal artificial que se encontra no Laboratório de Hidráulica da Faculdade de Tecnologia. Tal canal é constituído por um trecho de calha com aproximadamente 20 metros de comprimento, 0,2 metros de largura e 0,2 metros de altura média, a Figura 1 mostra um trecho do canal.

Para entender a relação entre o coeficiente de dispersão longitudinal e a variação da concentração de um poluente ao longo do canal, afinal para este estudo as relações entre as variáveis com o primeiro foram analisadas através das relações das variáveis com o segundo, foi simulado um despejo usando cloreto de sódio (NaCl), uma substância ambientalmente neutra e que

não oferece risco à saúde. Então a concentração do traçador foi acompanhada no decorrer do canal, para depois usar todos esses dados na aplicação do SOM e PCA. Foi realizado um ensaio para cada vazão, um total de oito ensaios.



Figura 1.- Trecho do canal estudado.

O método de coleta das 5 variáveis necessárias para o cálculo do coeficiente E_L aparece na Tabela 2.

Tabela 2.- Metodologia para coleta das variáveis.

Variáveis	**Medição**
Velocidade média	Molinete
Largura transversal	Trena
Profundidade média	Régua graduada
Velocidade de atrito	$u* = \sqrt{g.So.H}$
Raio hidráulico	Rh = $\frac{área\ molhada}{perímetro\ molhado}$

Para a velocidade média (U) foi usado o molinete automático, ele foi colocado no fluxo da região dos pontos, foi medida a velocidade de cada seção, não variando entre as posições. O molinete apresenta seu resultado em número de rotações (n), essas, através da equação da hélice do molinete são transformadas em velocidade. A hélice usada foi de número 17931, o fabricante do aparelho não é identificado no mesmo. A equação [2] permite calcular a velocidade.

$$n < 7 \qquad U = 0{,}0562 * n + 0{,}032 \qquad [2]$$
$$n \geq 7 \qquad U = 0{,}0542 * n + 0{,}046$$

Para o cálculo da declividade, da área molhada e do perímetro molhado que aparecem na Tabela 02 são usadas as equações [3], [4] e [5]:

$$So = \frac{\Delta h}{L} \qquad [3]$$

Em que: Δh= Diferença de altitude entre o início e o fim do curso d'água estudado [L]; L = comprimento total do curso d'água estudado [L]

$$A = B * H \qquad [4]$$

$$Pm = 2 * H + B \qquad [5]$$

As coletas das concentrações foram baseadas na metodologia de Lopes (2016), que desenvolveu uma técnica para captar as variações das concentrações em três dimensões, ao longo do comprimento do canal, da profundidade e da largura. Para isso foram feitos coletores adaptados à situação, um deles aparece na Figura 2 abaixo. Os ensaios usados neste trabalho, porém, não contaram com uma variação na altura da coleta, sendo este valor fixo em 10% abaixo da lâmina d'água.

As amostras coletadas de concentração são preservadas para a posterior leitura em um condutivímetro, que afere a condutividade média da solução aquosa em μS/cm, sendo essa unidade depois convertida para g/L.



Figura 2.- Coletor com capacidade de compreender as três dimensões do canal.

Análises correlacionais

Primeiramente para executar o Mapa auto-organizável foi preciso montar os bancos de dados, estes foram dispostos em planilhas, e são compostos por todas as variáveis, a saber: concentração do poluente; seção; posição; velocidade; largura; profundidade; velocidade de atrito; raio hidráulico.

A seção é região da coleta ao longo do rio, e posição seria a diferenciação entre margem direita, centro e margem esquerda. Nesse caso de estudo a largura não se altera, mas deve ser considerada para a possibilidade de estudos em canais de largura variável ou rios. A profundidade é a altura da coleta, ela, assim como velocidade, velocidade de atrito e raio hidráulico são os mesmo para os três pontos de cada seção, devido o modo como as características foram medidas.

Foi feito um banco de dados para cada equação, com a concentração como variável principal, sendo que para cada banco de dados só foram incluídas as variáveis usadas por cada equação. E, por fim, foi usada uma função para normalizar os dados, pois, principalmente os valores de concentração, se encontram muito dispersos.

A rede SOM tem apenas 4 variáveis que devem ser determinadas, são: vizinhos; passos; dimensão e topologia. Para encontrar os melhores valores foi usado processo iterativo, começando com valores menores e analisando o efeito que a mudança dessas variáveis causava nos mapas foram obtidos os valores considerados ótimos. A topologia representa o tipo de malha, pode ser em formato de retângulos ou hexágonos, foi escolhido o segundo tipo por ter melhor visualização (TSAI et al, 2017). A dimensão (d) dos mapas representa o tamanho da malha de neurônios. Os vizinhos (v) representa o raio de vizinhança de neurônios com os quais o neurônio vencedor irá se comunicar. Os passos, ou número de iterações por neurônio, aparentemente não alterou o mapa.

Para executar a análise PCA foi inserido seu código e plotado o gráfico, sendo o banco de dados o mesmo para ambas as ferramentas.

RESULTADOS

Os mapas das equações aparecem nas Figuras 3 a 6, para interpreta-los deve-se comparar as semelhanças topológicas entre os padrões finais de cada variável do banco de dados, padrões semelhantes apontam relações diretas, padrões inversos, relações negativas.

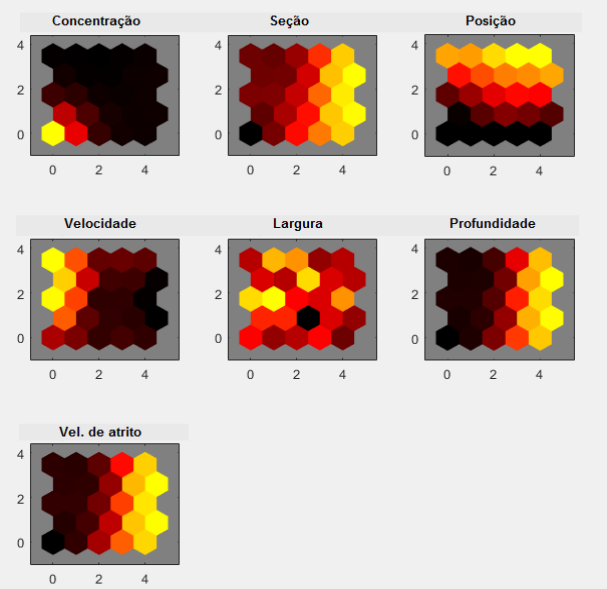


Figura 3.-SOM para Fischer (1975).

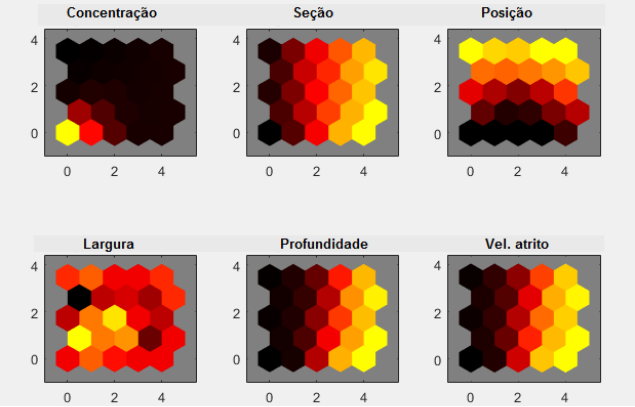


Figura 4.-SOM para Koussis&Rodrigues-Mirasol (1998).

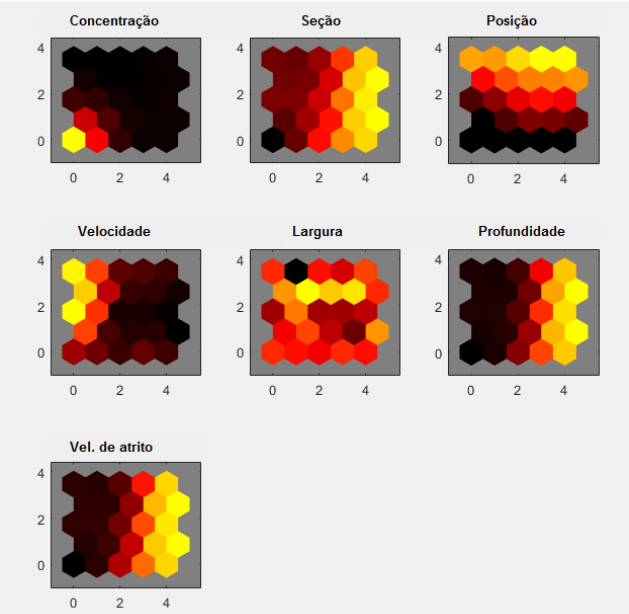


Figura 5.-SOM para Oliveira (2013).

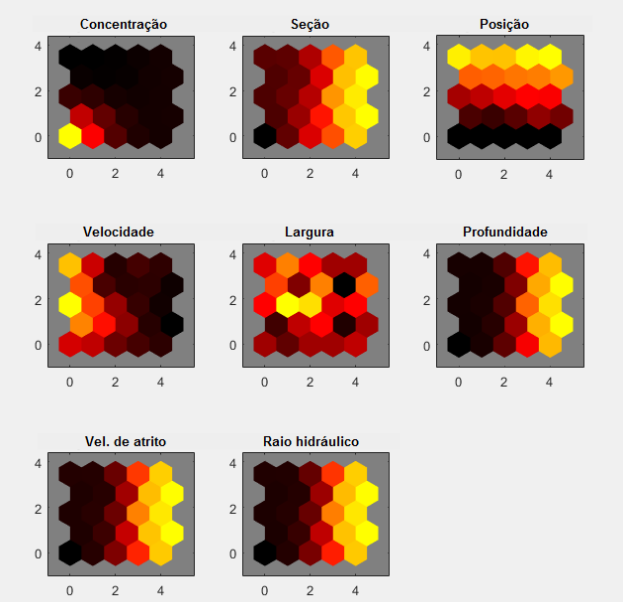


Figura 6.-SOM para Vargas&Mellado (1994).

A análise permite atribuir relações entre a concentração e algumas variáveis. Profundidade, velocidade de atrito e a seção apresentaram relações negativas com a concentração em todos os mapas, além disso raio hidráulico, que só é utilizado na equação de Vargas & Mellado (1994), também acabou por ter uma relação negativa. Isso indica, para todas essas quatro variáveis que a tendência é que, conforme elas aumentam a concentração tende a diminuir, ou seja, elas devem interferir na dispersão.

Quanto a relações positivas somente com a velocidade média foi possível aferir uma relação do tipo, visível nos mapas das equações de Fischer (1975), Oliveira (2013) e Vargas & Mellado (1994), sendo que a relação é melhor nos mapas das duas primeiras. Isso indica então que conforme a velocidade do canal aumenta a concentração deve aumentar também, ao longo do mesmo, portanto ela pode interferir na dispersão.

A relação entre concentração com seção, profundidade e velocidade de atrito se mostra levemente mais clara na Figura 4 do que em 3 e 5, isso poderia indicar que essas últimas equações consideram alguma variável a mais. Porém a única variável a mais nestas duas últimas equações é a velocidade, também a única variável de relação positiva com a concentração.

Além disso, entre as demais variáveis, velocidade de atrito e profundidade tem uma relação muito forte, isso ocorre porque a primeira faz uso da segunda no seu cálculo, como é visto na Tabela 2, a Figura 6 mostra que essa relação se estende também para o raio hidráulico, mais uma vez essa variável faz uso da profundidade para o seu cálculo. Essas três variáveis se relacionam negativamente com a velocidade média, como pode ser visto nas Figuras 3, 5 e 6, lembrando que a velocidade é medida pelo molinete, livre de relações pré-estabelecidas.

Os resultados do PCA que aparecem nas Figuras 7 a 10, estão dispostos em um plano que coloca as duas componentes principais nos seus eixos, e então os autovetores são dispostos nessa malha, representando as relações entre as variáveis de acordo com a afinidade dos seus autovetores, sendo que para uma relação negativa, quanto mais distantes os vetores estão um do outro melhor, e para uma relação positiva, quanto mais próximos melhor. Vale lembrar que o PCA considera que as relações são lineares, podendo isso interferir nos resultados.

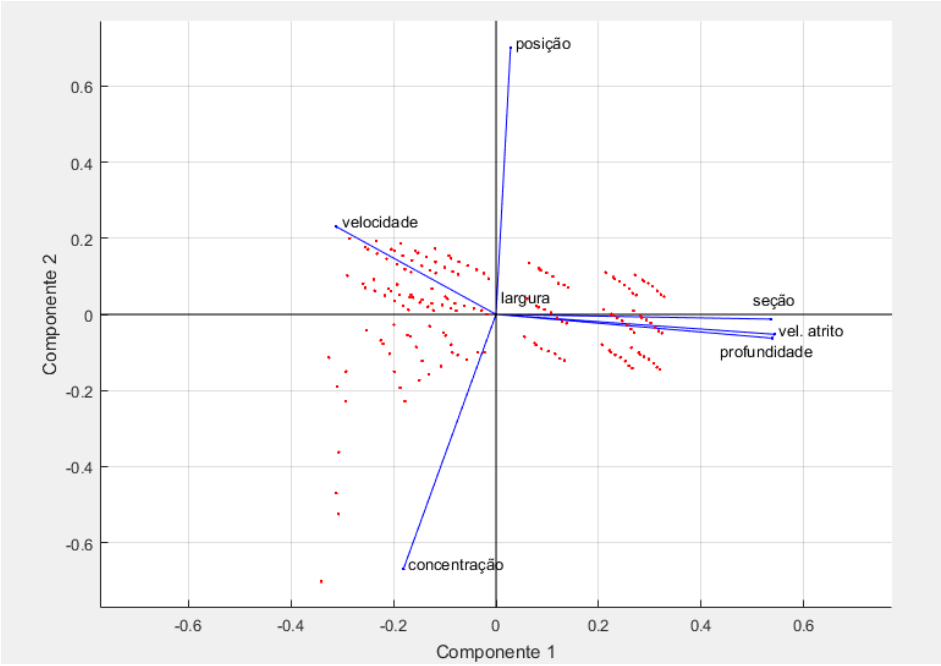


Figura 7.- Resultado gráfico do PCA para Fischer (1975).

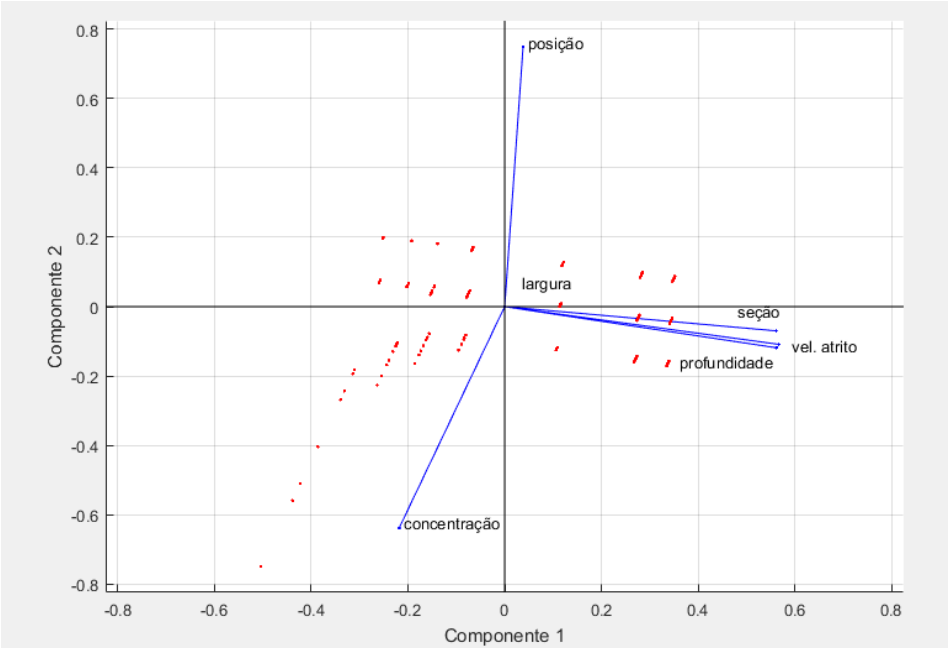


Figura 8.-Resultado gráfico do PCA para Koussis&Rodrigues-Mirasol (1998)

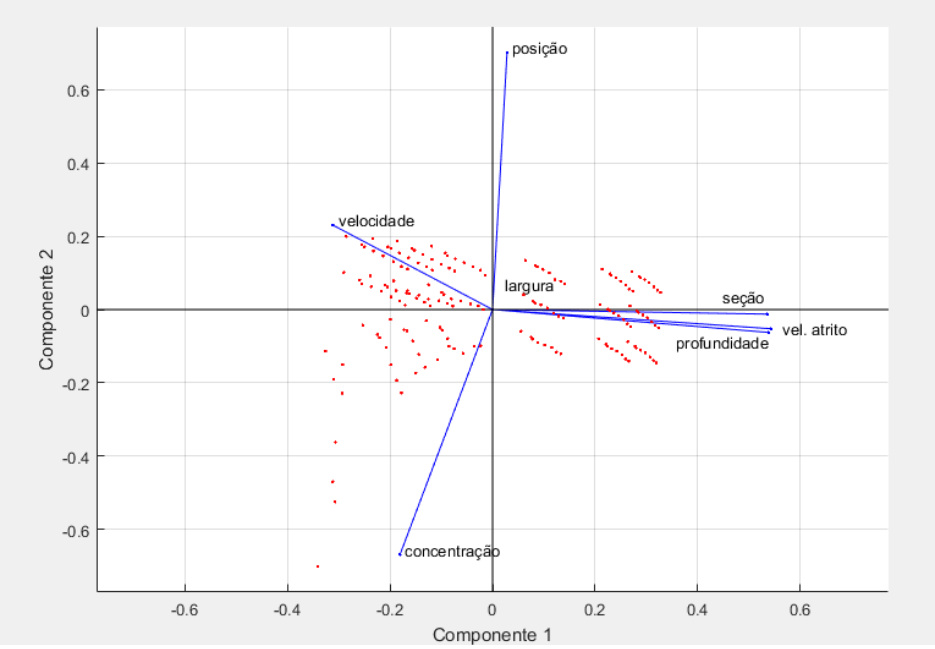


Figura 9.-Resultado gráfico do PCA para Oliveira (2013).

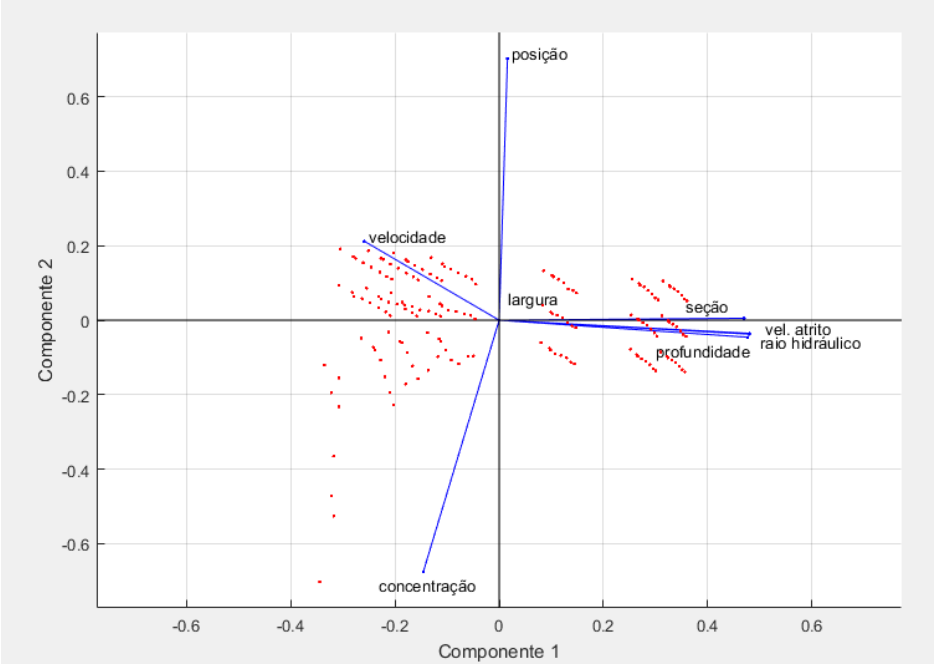


Figura 10.-Resultado gráfico do PCA para V&M (1994).

Pelas quatro figuras apresentadas pode-se observar que as relações negativas da concentração com seção, velocidade de atrito, profundidade e raio hidráulico são ratificadas e se mostram relações não tão fortes. Além da relação positiva entre estas quatro últimas, principalmente raio hidráulico, profundidade e velocidade de atrito.

Uma observação possível com o PCA foi a forte correlação negativa entre concentração e posição, essa relação aparece nas cores dos mapas auto organizáveis, porém não era tão óbvia nos padrões.

A relação positiva entre concentração e velocidade também é confirmada pelo PCA, porém essa se mostra ainda mais fraca que as relações negativas. Já a relação negativa entre velocidade e as outras quatro variáveis já citadas se repete nessa análise e se mostra mais forte.

Seção e posição são variáveis espaciais colocadas no banco de dados apenas para situar os pontos de coleta, elas apresentaram correlação negativa com concentração quando as duas análises são feitas, isso faz sentido, a posição se refere a margem esquerda, centro e margem direita, onde o despejo foi feito, seus valores atribuídos foram 3, 2 e 1, respectivamente, já a seção se refere aos 7 pontos ao longo do rio, sendo 1 aquele mais perto do despejo e 7 o último e mais distante. Ou seja, a tendência para ambas é que a concentração diminua ao passo que o valor aumente, relação negativa, e por consequência elas apresentam relação positiva entre si.

Largura, como dito, devido às características específicas dos ensaios, não se altera, logo, não tem uma amostragem significativa, para analisá-la corretamente seriam necessárias outras condições não disponíveis neste estudo.

CONCLUSÃO

O coeficiente de dispersão longitudinal (E_L), em definição, tem o papel de representar a capacidade da água em dispersar um poluente (DEVENS, 2010 apud LOPES, 2016), ou seja, fazer variar a sua concentração ao longo do canal e do tempo. Assim se considera que as variáveis que se relacionam com a concentração também se relacionam com o coeficiente E_L. Com os resultados obtidos é possível identificar quatro variáveis importantes para a concentração do poluente no canal, são elas, profundidade, velocidade de atrito e raio hidráulico, que possuem relação negativa e velocidade média da seção, que possui relação positiva. Sendo que as três primeiras têm uma ligação maior, de acordo com o PCA.

A intenção do estudo é analisar as equações que mais consideram variáveis relevantes no cálculo do E_L, olhando para as equações usadas aqui:

A equação de Koussis & Rodrigues-Mirasol (1998) não faz uso da velocidade média, a única variável de relação positiva com a concentração além de apontar uma dependência positiva com a velocidade de atrito.

A equação de Vargas & Mellado (1994) é a que mais usa de variáveis, todas elas correlacionadas com concentração, além disso ela aponta relações coerentes com as encontradas nos resultados.

As equações de Fischer (1975) e Oliveira (2013) consideram as mesmas variáveis, e elas são justamente as que apontam resultados mais diferentes entre si, no geral elas usam duas das variáveis de relação negativa e a variável de relação positiva. Fischer (1975) usa um arranjo muito parecido com Vargas & Mellado, usando relações que coincidem com as dos resultados. Já Oliveira (2013) usa uma relação direta positiva entre profundidade e concentração, que não condiz com os resultados encontrados.

Portanto são duas as equações que usam das variáveis mais relevantes de maneira coerente com os resultados do estudo: Fischer (1975) e Vargas & Mellado (1994), de fato a estrutura dessas equações são iguais a não ser pelo fator de multiplicação. Numericamente a segunda é aproximadamente 100 vezes maior que a outra.

Dito isso o recomendável é que ambas possam ser utilizadas para obter um resultado satisfatório, dependendo das suas aplicabilidades. Fischer (1975) fez testes em canais naturais para obter sua equação e Vargas & Mellado (1994) derivaram sua fórmula de rios com grandes larguras, pequenas profundidades e declividades (DEVENS, 2006 apud LOPES, 2016). O mais indicado, para trabalhos futuros, é que se encontrem os dados levantados nas duas pesquisas, para ser possível observar os limites utilizados na determinação da equação, esses podem ser os mesmos limites usados na aplicação delas.

Algumas condições que esse trabalho não analisou foi a variação da largura do canal, que pode interferir na dispersão do poluente, cabendo maiores estudos em cima deste parâmetro. Além disso é válido, para os próximos estudos, buscar identificar melhor as relações entre concentração do poluente durante o ensaio e o coeficiente de dispersão longitudinal.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Brasil. Agência Nacional de Águas. (2017). *Atlas Esgotos: Despoluição de bacias hidrográficas / Agência Nacional de Águas, Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental.* Brasília: ANA. 88 p.

Brentan, B. M. (2017). "Sistemas de abastecimento de água inteligentes: Previsão de demanda e controle ótimo em tempo real". 225 f. Campinas, Brasil.

Dong, Y.; Scholz, M. and Harrington, R. (2012). "Statistical Modeling of Contaminants Removal in Mature Integrated Constructed Wetland Sediments". Journal of Environmental Engineering, Vol. 138, No. 10, October 2012, p. 1009-1017.

Guimarães, P. R. B. (2013). "Análise de Correlação e medidas de associação". DEST/UFPR, 2013.

Haque, M. M. et al. (2013). *Principal Component Regression Analysis in Water Demand Forecasting: An Application to the Blue Mountains, NSW, Australia*. Journal of Hydrology and Environment Research, v. 1, n. 1, p. 49-59.

Incropera, F. P.; De Witt, D. P. e Bergman, T. (2008). *Fundamentos de transferência de calor e de massa.* Tradução de E. M. Queiroz e F. L. P. Pessoa. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC, p. 561 - 562.

Kalteh, A. M.; Hjorth, P.; Berndtsson, R. (2008) *Review of the self-organizing map (SOM) approach in water resources: Analysis, modelling and application*. Environmental Modelling & Software, v. 23, p. 835-845.

Lopes, M. S. (2016). "Montagem de um canal retangular hidráulico para estudo de dispersão de um traçador conservativo". 157 f. Limeira, Brasil.

Noori, R. et al. (2016). "How Reliable Are ANN, ANFIS, and SVM Techniques for Predicting Longitudinal Dispersion Coefficient in Natural Rivers?". Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 142, No. 1, January 2016.

Oliveira, E. C. M. (2017). "Determinação do Coeficiente de Dispersão de um canal para validação de um software de fluidodinâmica computacional (CFD)". 60 f. Limeira, Brasil.

Oliveira, V. V. (2013). "Quantificação e avaliação do coeficiente de dispersão longitudinal em cursos d'água". São Carlos, Brasil.

Taylor, G. (1953). "Proceedings of the Royal Society of London". Series A, Mathematical and Physical Science, Vol. 219, No. 1137, August 1953, p. 186-203.

Tsai, W.-P. et al. (2017). "A data-mining framework for exploring the multi-relation between fish species and water quality through self-organizing map". Science of the Total Environment, Vol. 579, February 2017, p. 473-483.

Wallner, M.; Haberlandt, U. and Dietrich, J. (2013). "A one-step similarity approach for the regionalization of hydrological model parameters based on Self-Organizing Maps". Journal of Hydrology, Vol. 494, June 2013, p. 59-71.

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

EFECTO DE LA REOLOGÍA EN LAS FORMAS DE FONDO GENERADAS POR FLUJOS OSCILATORIOS EN DUCTOS A PRESIÓN

Kevin Vidal[1], Joaquín Moreno[1] y Aldo Tamburrino [1,2]

[1]Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile - Chile
[2]Centro Avanzado de Tecnología para la Minería, AMTC - Chile
kevin.vidal@ing.uchile.cl, joaquin.moreno@ing.uchile.cl, atamburr@ing.uchile.cl

RESUMEN:

En el artículo se presentan resultados preliminares de un estudio relativo al efecto de la reología en las características de los rizos generados por un flujo oscilatorio en un lecho granular no cohesivo. Los experimentos se realizan con agua y dos fluidos pseudoplásticos generados por soluciones de CMC en agua. Las características del flujo en la cercanía del lecho se midieron mediante velocimetría por imágenes de partículas (PIV). Los rizos se caracterizan por su amplitud η, longitud de onda λ y pendiente $\kappa = \eta/\lambda$, encontrándose que su evolución temporal depende de la reología.

ABSTRACT:

Preliminary experimental results about the effect of the rheology on the ripples generated by an oscillatory flow over a non-cohesive granular bed are presented in this paper. The fluids used in the experiments are water and two pseudoplastic solutions of CMC in water. Near bed flow characteristics were measured using particle image velocimetry (PIV). The ripples are characterized by their amplitude η, wavelength λ and steepness $\kappa = \eta/\lambda$. It is found that the rheology impacts in the time evolution of the ripples.

PALABRAS CLAVES: Flujo oscilatorio**;** reología; formas de fondo

INTRODUCCIÓN

Las formas de fondo son el resultado de la interacción acoplada entre flujo y el sedimento que forma el lecho, y su presencia provoca cambios locales de la cinemática del flujo que condicionan tanto la resistencia hidráulica como el transporte de sedimentos, y, en consecuencia, es de gran interés determinar bajo qué condiciones se originan y cómo influyen en los procesos hidrodinámicos. Los estudios reportados en torno a esta área son vastos, ya sea cuando el flujo es puramente unidireccional, oscilatorio, o combinaciones de estos (pulsante), y el medio fluido es agua. Sin embargo, cuando el fluido es no newtoniano, la literatura es escasa para el caso unidireccional y prácticamente inexistente para los casos con flujo oscilatorio o pulsante.

En el presente trabajo se muestran los resultados experimentales respecto a las características de las formas de fondo que se generan debido al flujo oscilatorio en un ducto a presión de un fluido pseudoplástico. La utilización de fluidos pseudoplásticos permite contrastar las diferencias que existen en el arrastre de sedimento frente al caso newtoniano para un mismo diámetro de partícula y observar cuál es el efecto de la reología tanto en la condición umbral para el arrastre de sedimento como en las características morfológicas resultantes sobre el lecho.

CARACTERIZACIÓN DEL PROBLEMA

Cualquier problema hidráulico asociado al transporte de sedimento en flujos oscilatorios en las cercanías del lecho, puede ser descrito en función de las propiedades del sedimento, del fluido y las características del flujo (Pedocchi & García, 2009).

El sedimento se describe a partir de su diámetro medio D_s y la densidad del grano ρ_s. Las propiedades físicas del fluido están dadas por su densidad ρ y su viscosidad cinemática ν. La reología del fluido se incorpora como una variable del problema por medio del uso de la viscosidad efectiva, que para un fluido tipo ley de potencia está dada por $\nu_{eff} = \frac{FK}{\rho}\left(\frac{U}{d}\right)^{n-1}$ (Kozicki et al., 1966), donde U es la velocidad media, d es una longitud característica del flujo, K es el coeficiente de consistencia y F es una función que depende del índice de flujo n y se obtiene al conocer el perfil de velocidades y la geometría de la sección. Para tuberías de sección arbitraria, Kozicki et al. (1966) proponen:

$$\nu_{eff} = \frac{K}{\rho}\left(\frac{a+bn}{n}\right)^{n}\left(\frac{8U}{4R_H}\right)^{n-1} \qquad [1]$$

Donde a y b, son constantes dependientes de la geometría de la sección y cuyos valores se entregan en el artículo de Kozicki et al. (1966), R_H es el radio hidráulico y la velocidad característica del flujo es reemplazada por la que se tiene en las cercanías del lecho.

Para una condición puramente oscilatoria, las características del flujo se representan en función de tres parámetros: la frecuencia de oscilación ω (o en términos del período T), la semi-excursión A del flujo y la velocidad orbital U_m. Para fluidos de muy baja viscosidad, por ejemplo, el agua, la relación entre ellos está dada por $U_m = A\omega$.

La geometría de los rizos se caracteriza por dos longitudes relevantes: su amplitud η y su longitud λ, como se esquematiza en la Figura 1.

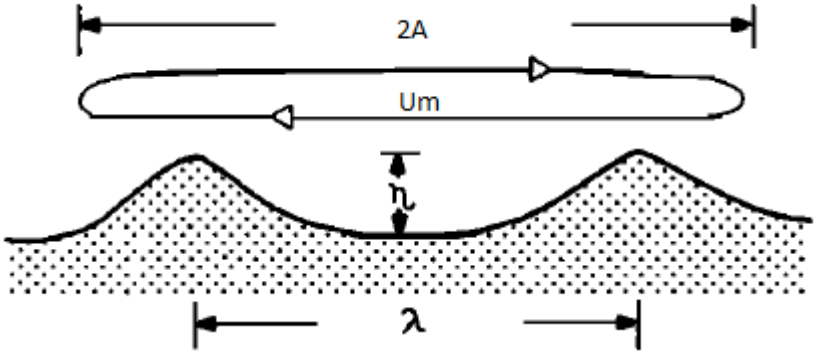


Figura 1.- Esquema del flujo en la cercanía del fondo (Nielsen, 1981).

Representación del problema mediante parámetros adimensionales

Dado el número de variables involucradas, la forma más sencilla de abordar el problema es mediante el uso de parámetros adimensionales que condensen la información. Para efectos de esta investigación, los parámetros a considerar son los siguientes:

- **Número de Reynolds del flujo:** representa la razón entre la inercia del flujo frente a los efectos viscosos, y está dado por

$$Re_w = \frac{U_m A}{\nu_{eff}} \qquad [2]$$

Donde U_m es la velocidad orbital del flujo, A es la semi excursión y ν_{eff} es la viscosidad efectiva de Kozicki et al. (1966).

- **Número de Reynolds de la partícula:** representa la razón entre la inercia del flujo sobre la partícula frente a los efectos viscosos, y está dado por

$$Re_p = \frac{U_m D_s}{\nu_{eff}} \qquad [3]$$

Donde D_s es el diámetro medio de la partícula.

- **Parámetro de Movilidad:** representa la razón entre la inercia del flujo frente a los efectos gravitacionales y boyantes sobre la partícula, y está dado por:

$$\psi = \frac{U_m^2}{gR\,D_s} \qquad [4]$$

Donde g es la aceleración de gravedad y $R = (\rho - \rho_s)/\rho$ es la densidad relativa del grano.

- **Parámetro de Shields:** representa la razón entre el esfuerzo de corte que ejerce el flujo sobre la partícula frente a los efectos gravitacionales, y está dado por:

$$\theta = \frac{1}{2} f_w \psi \qquad [5]$$

Donde $f_w = \frac{2}{\sqrt{Re_w}}$ es el factor de fricción definido por Jonsson (1966).

- **Amplitud relativa:** representa el tamaño relativo de la amplitud η del rizo frente a la semi excursión del flujo A.

$$\eta_* = \frac{\eta}{A} \qquad [6]$$

- **Longitud relativa:** representa el tamaño relativo de la amplitud λ del rizo frente a la excursión del flujo A.

$$\lambda_* = \frac{\lambda}{A} \qquad [7]$$

- **Pendiente:** representa la razón entre la amplitud y la longitud del rizo, es decir

$$\kappa = \frac{\eta}{\lambda} \qquad [8]$$

La selección de estos parámetros se sustenta en una revisión bibliográfica de distintas investigaciones afines de arrastre de sedimento en flujos oscilatorios donde el fluido es agua, y en particular, se utilizan para representar tres aspectos del problema: (1) El régimen de flujo, caracterizado por el número de Reynolds del flujo acorde al criterio propuesto por Kamphuis (1975); (2) los estados de movimiento apreciable del sedimento sobre el lecho, definidos por el número de Reynolds de la partícula y el parámetro Shields. Según los estudios de Rigler & Collins (1983), el análisis a través de ambos adimensionales conduce a una buena representación del problema; y (3) el efecto del flujo en la geometría del rizo. Nielsen (1981) señala que el parámetro que da un mejor entendimiento de la dinámica entre la interacción lecho-flujo es la pendiente (Ec. 8), pues, cuando se alcanza un estado de equilibrio, este valor tiende a mantenerse constante, y depende principalmente del número de Shields. Cuando se refiere a la longitud de onda del rizo, existe consenso en que este es función de la excursión del flujo del fondo y que representa un porcentaje de alrededor del 65% (Bagnold (1946); Nielsen (1981); Wiberg (1994)). Nielsen (1981) concluye que para valores de $\psi < 20$, este valor se mantiene relativamente constante en torno a 1,33. Admiraal et al. (2008) hallan que independiente de las condiciones de flujo la amplitud relativa se mantiene constante en torno a un valor de 0,2. En general, el parámetro que cobra mayor relevancia en las investigaciones reportadas para el cálculo de η y λ es el número de movilidad.

MONTAJE EXPERIMENTAL

Instalación experimental

La instalación experimental está constituida por un tubo en U como se muestra en la Figura 2. Las ramas verticales del tubo son de sección circular y poseen un diámetro de 0,15 y 0,2 m respectivamente. La de diámetro menor se encuentra abierta a la atmósfera mientras que en la de mayor diámetro se encuentra un pistón accionado por un sistema de control mecánico. La interacción conjunta de estos elementos permite desplazar el fluido confinado en la rama y generar la oscilación del flujo. El sistema mecánico permite que el pistón se desplace en un rango de amplitudes que va desde 0 hasta 16 cm, a una frecuencia constante en un rango entre 0 y 30 rpm que se registran mediante un tacómetro digital. La rama horizontal del tubo es de sección rectangular de 0,2×0,15 m² y abarca una longitud total de 2,0 m.

Las características geométricas del lecho se determinaron por medio del registro de fotografías y la velocidad orbital del flujo a partir de la implementación del método de velocimetría por procesamiento de imágenes (PIV).

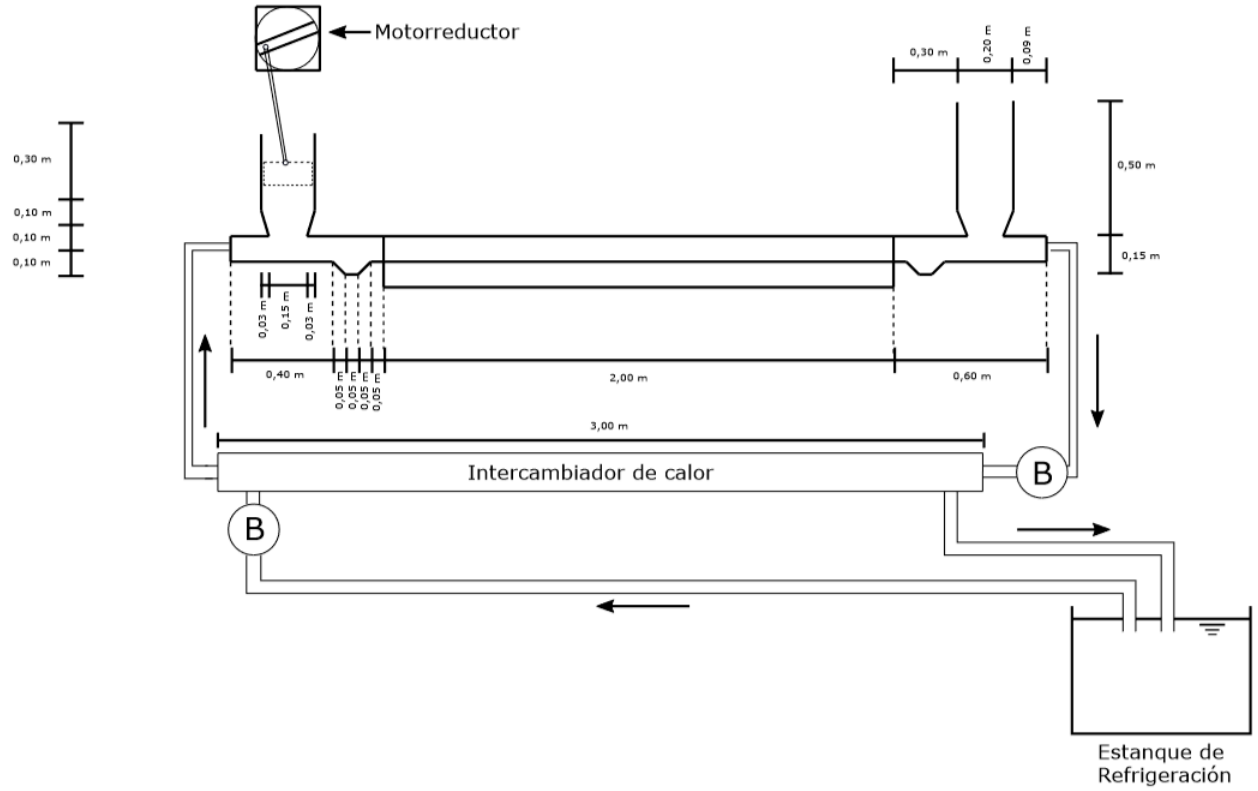


Figura 2.- Esquema instalación experimental.

Materiales

El lecho se confeccionó a partir de dos granulometrías uniformes de arena de cuarzo caracterizada por su diámetro medio D_s y densidad del grano ρ_s. Este se dispone a lo largo de la longitud completa de la rama horizontal y compromete un espesor de 0,1 m del alto de la sección. Los 0,1 m restantes del alto, corresponden a la sección de escurrimiento por donde se desplaza el fluido que interactúa con el material granular. Las arenas utilizadas tienen un diámetro medio de 0,55 y 0,3 mm, y se consideró una densidad referencial de 2650 $\mathrm{kg/m^3}$.

Los fluidos empleados corresponden a agua y dos soluciones acuosas de carboximetilcelulosa (CMC) con concentraciones en peso de 0.2% y 0.3%. La reología de las soluciones con CMC se describen por medio de un modelo del tipo ley de potencia, $\tau = K\dot{\gamma}^n$, donde τ es el esfuerzo de corte, $\dot{\gamma}$ es la tasa de deformación, K es el coeficiente de consistencia y n es el índice de flujo. La reología se determinó mediante un réometro Anton Paar modelo Rheolab QC. La temperatura de la mezcla se controla a través de un intercambiador de calor y su valor instantáneo se mide por medio de una termocupla conectada a una de las paredes de la tubería. La densidad ρ del fluido se determina a partir de las relaciones presentadas por Le Roux (2005) para el agua, donde el valor de este parámetro es función de la temperatura T. Se trabajó bajo el supuesto de que la densidad de las soluciones con CMC es igual a la del agua. La viscosidad del fluido se obtiene a partir de la ecuación [1] propuesta por Kozicki et al. (1966), usando valores de $a = 0{,}2232$ y $b = 0{,}6964$, que se obtienen al conocer la geometría de la sección. Como velocidad característica, se utiliza la velocidad orbital del flujo U_m en las cercanías del lecho.

En la Tabla 1 se resumen el rango de valores que adoptan los parámetros característicos del fluido para cada solución durante las rutinas experimentales.

Tabla 1.- Características de los fluidos utilizados.

I.D. Fluido	T (°C)	$\rho \left(\frac{kg}{m^3}\right)$	K ($Pa \cdot s^n$)	n	$\nu_{eff} \left(\frac{m^2}{s}\right)$
H2O – 1	18-18, 4	998,6	0,001	1	$9{,}2 \cdot 10^{-7}$
CMC 0.2% – 1	18 – 22,2	997,7 – 998,6	0,0186 -0,0328	0,8209 – 0,8527	$(1{,}32 - 2{,}2) \cdot 10^{-5}$
CMC 0.3% – 1	13 – 17,5	998,7 – 999,4	0,0847 – 0,1121	0,7331-0,7623	$(5{,}0 - 6{,}5) \cdot 10^{-5}$
H2O – 2	18,9 – 20,7	998,1 – 998,4	0,001	1	$9{,}2 \cdot 10^{-7}$
CMC 0.2% – 2	19,3-25,9	996,8 – 998,4	0,0306 – 0,0426	0,7993-0,8327	$(2{,}19 - 2{,}89) \cdot 10^{-5}$
CMC 0.3% – 2	20,9– 21,2	998	0,1051	0,7377	$6{,}47 \cdot 10^{-5}$

METODOLOGÍA EXPERIMENTAL

En esta investigación se presentan los resultados de seis experimentos, que consideran dos diámetros distintos ensayados para tres soluciones diferentes. El trabajo realizado se ciñe a la siguiente metodología:

Se comienza con un lecho inicialmente plano, que se somete a los efectos del flujo de un fluido newtoniano o pseudoplástico. En primer lugar, se fija la amplitud del movimiento del pistón, que es constante para cada experimento, y se varía gradualmente la frecuencia del motor que induce el flujo oscilatorio. El resultado de la interacción flujo-sedimento se clasifica en tres categorías diferentes, que dependen del movimiento apreciable de las partículas sobre el lecho: sin movimiento (NM), movimiento incipiente (IM) y movimiento generalizado (GM). Cada nivel se establece visualmente, y para efectos de esta investigación, se habla de movimiento incipiente cuando algunas pocas partículas del lecho presentan un desplazamiento en torno a su posición de equilibrio en al menos dos sectores diferentes del eje horizontal de la tubería. A medida que aumenta la frecuencia del flujo, se incrementa el arrastre de sedimento tanto en el eje longitudinal como en la sección transversal. Se entiende por movimiento generalizado cuando el arrastre de partículas se vuelve uniforme a lo largo de la sección transversal.

Para los tres niveles de movimiento definidos anteriormente, se registra la frecuencia de oscilación ω, que se mide mediante un tacómetro digital, y se determinan las características del flujo en torno al lecho, dadas por: la semi-excursión orbital A, que se calcula por medio de un balance volumétrico entre el fluido que se desplaza entre la rama vertical confinada y la tubería de sección cuadrada; y la velocidad orbital en las cercanías del fondo U_m, que se obtiene mediante velocimetría por imágenes de partículas (PIV). Para la ejecución del PIV se utilizaron partículas trazadoras hechas de plástico aleado con rodamina de 200 micrones de tamaño medio, y las mediciones se realizaron a una distancia de 5 mm medidos desde el lecho, valor que escala con el espesor de la capa límite oscilatoria que se desarrolla, $\delta \sim \sqrt{\nu T}$, siendo ν la viscosidad cinemática efectiva del fluido y T el período de oscilación. Cuando el arrastre compromete a toda la sección y se define el movimiento generalizado, el sistema se mantiene operando a frecuencia constante durante algunas horas. El acarreo de sedimento permite las condiciones para que se formen rizos que comienzan a crecer y a desplazarse, modificando las características del lecho. La geometría de los rizos se determina mediante fotografías obtenidas con una cámara fotográfica instalada frente al túnel. El registro de fotos se realiza para distintos tiempos que representen cambios visualmente apreciables en la morfología del lecho, y finaliza cuando no se observan cambios aparentes en las formas de fondo resultantes. Cuando se alcanza este estado, el lecho se considera en equilibrio. Cada fotografía representa un estado de evolución diferente de la morfología del lecho. Consecuentemente, se observan rizos con diferentes amplitudes y longitudes de ondas. Para definir un valor representativo de estos parámetros, se miden las amplitudes y longitudes de todos los rizos presentes en el lecho a la hora de la toma de fotografía, y se calcula el promedio aritmético. En todos los experimentos se registra la temperatura de la mezcla cada 30 minutos.

RESULTADOS

Los resultados presentados en este artículo consideran una semi excursión del flujo constante $A = 11{,}8$ cm para todos los experimentos. En la Tabla 2, se resumen las condiciones experimentales, la geometría resultante de los rizos para la condición de equilibrio y los valores de los adimensionales característicos del problema. En adición, se indica la duración total de cada rutina experimental. Es preciso destacar que los valores que se presentan se calculan una vez que se alcanza la condición de movimiento generalizado (GM) con la que se da inicio el registro fotográfico. La velocidad orbital del flujo U_m se supone constante para toda la serie de tiempo, despreciando los cambios locales del flujo debido al lecho móvil. Asimismo, como se observa en la Tabla 1, no siempre es posible mantener la temperatura constante, que incrementa gradualmente con el tiempo, y en algunos casos este aumento puede ser bastante significativo. Consecuentemente, esta variación incide en los valores de los parámetros adimensionales que incluyan propiedades del fluido dependientes de la temperatura, y, por lo tanto, los valores que se exhiben en la Tabla 2, representan resultados medios de la serie de tiempo.

Tabla 2.- Condiciones experimentales y geometría de los rizos para la situación de equilibrio.

I.D. Fluido	D_s (mm)	U_m (m/s)	T (s)	η (cm)	λ (cm)	$\frac{\eta}{\lambda}$	$\frac{\eta}{A}$	$\frac{\lambda}{A}$	Re_w	Re_p	θ	ψ	Tiempo (min)
H2O − 1	0,55	0,081	2,5	2,74	16,03	0,17	0,23	1,36	10363	48,3	0,01	0,76	212
CMC 0.2% − 1		0,12	2,66	2,64	17,98	0,15	0,22	1,52	814,5	3,80	0,06	1,67	266
CMC 0.3% − 1		0,117	2,05	0,98	11,26	0,09	0,08	0,95	242,8	1,13	0,10	1,59	713
H2O − 2	0,3	0,071	2,86	2,12	14,43	0,15	0,18	1,22	9144	23,2	0,01	1,08	170
CMC 0.2% − 2		0,095	2,01	2,08	14,47	0,14	0,18	1,23	453,4	1,15	0,09	1,90	190
CMC 0.3% − 2		0,096	2,83	0,85	12,9	0,07	0,07	1,09	174,8	0,44	0,15	1,94	166

Según el criterio de Kamphuis (1975), la gran mayoría de los experimentos se encuentran bajo el límite del régimen laminar igual a $Re_w = 10^4$. El único que excede este umbral corresponde al ensayado con la solución H2O-1 que alcanza un valor de 10363. En la Figura 3, se aprecian los tres estados de movimiento definidos anteriormente: NM, IM y GM, para cada uno de los ensayos en función del número Shields, θ y el número de Reynolds de la partícula, Re_p. La tendencia de los datos muestra que, para un diámetro constante, una disminución en el número de Reynolds de la partícula está asociado a un incremento del valor que toma el número de Shields en la condición umbral para la que se alcanza el estado de arrastre incipiente y el estado de movimiento generalizado.

En la Figura 3, la disminución en el número de Reynolds está asociada a un incremento de la concentración de CMC en agua, que representa una disminución del índice de flujo n. Lo anterior verifica el resultado de Tamburrino et al. (2016) respecto a la validez del diagrama de Shields para fluidos no newtonianos en régimen laminar.

Para todos los casos, las formas de fondo resultantes sobre el lecho caen en la categoría de rizos según la clasificación presentada por Perillo et al (2014). La evolución temporal del lecho tiene un comportamiento similar para todos los ensayos. El crecimiento de los rizos responde a los estados definidos por Bagnold (1946), quien señala que, para un valor límite del esfuerzo de corte sobre el lecho, el arrastre que se genera en el fondo permite que el sedimento se acumule y forme pequeños rizos, que reciben el nombre de *rolling-grain ripples.* Este tipo de forma de fondo crece hasta alcanzar una amplitud η límite, tal que es capaz de perturbar localmente el flujo generando vórtices que transportan material desde la cresta hacia otros rizos, permitiendo que estos crezcan y se desplacen. Este tipo de rizos se conocen como *vortex ripples*. Para los experimentos realizados, la aparición de los primeros *vortex ripples* se evidencia en los extremos del lecho. Esto genera el desarrollo de dos frentes de rizos que viajan en direcciones contrarias. La superposición de ambos

genera morfologías tridimensionales sobre el lecho similares a las reportadas por Dumas (2005) y Perillo et al. (2014), las que terminan por adoptar una geometría simétrica bidimensional.

La principal diferencia en la morfodinámica del lecho se aprecia en el tiempo en el cual transcurren los procesos. Los experimentos con agua mostraron una evolución rápida del lecho, donde la transición de formas 3D a rizos 2D simétricos se alcanzaba en alrededor de 2 minutos. Para el caso de las soluciones con CMC esta transición persiste en el tiempo, siendo aún más claro este efecto cuando aumenta la concentración de CMC en agua. Durante los ensayos realizados con soluciones con concentraciones de 0.2%, este tipo de formas se observan hasta alrededor de los 15 a 20 minutos de duración del experimento, mientras que, para el caso de mayor concentración, estas se pueden visualizar hasta tiempos alrededor de 30 a 60 minutos. Consecuentemente, este comportamiento se replica para el tiempo en el que se alcanza el estado de equilibrio. Para el experimento realizado con H2O-1, la condición de equilibrio se alcanza luego del transcurso de 120 minutos, mientras que para la solución CMC 0.3%-1, el sistema se considera en equilibrio luego de 700 minutos. En la Figura 4, se presenta el crecimiento de los rizos en el tiempo, en términos de la pendiente κ. El lecho se considera en equilibrio cuando κ alcanza un valor aproximadamente constante. Los valores de η y λ calculados corresponden sólo a rizos simétricos bidimensionales. La tendencia de los datos indica que, a medida disminuye el índice de flujo, el tiempo de equilibrio tiende a incrementarse, así como también disminuye la tasa de crecimiento de los rizos.

Nielsen (1981) señala que para valores de θ menores a 0,2 el valor de κ alcanza un valor máximo k_* que va entre $0{,}25\tan\phi$ y $0{,}5\ \tan\phi$, donde ϕ es el ángulo de reposo del material. Considerando un valor referencial para la arena de 32° para el ángulo de reposo, los límites para esta investigación están dados por 0,156 y 0,31. En la Figura 5.a, se observa que los datos que mejor se ajustan a este criterio corresponden a los realizados con agua, mientras que para las soluciones con CMC este valor está siempre bajo el límite.

Tanto la amplitud como la longitud de onda de los rizos son función de la excursión del flujo en el fondo y de las propiedades del sedimento, y el parámetro que cobra mayor relevancia en su análisis corresponde al número de movilidad (Nielsen, 1981). Para valores de ψ menores a 20 en experimentos con agua, Nielsen señala que el valor de la longitud de onda relativa λ_* tiende a mantenerse constante en torno a un valor de 1,33. En general, existe consenso que para este rango de valores del número de movilidad la longitud de onda λ representa un porcentaje del orden del 65% de la excursión completa del flujo en el fondo e igual a $2A$. Por otra parte, Admiraal et al (2006), también para experimentos con agua y valores del número de movilidad menores a 20, concluyen que el valor de la amplitud relativa η_* se mantiene constante en torno a un valor de 0,2, independiente de las condiciones de flujos. En las Figuras 5.b y 5.c se muestran los valore obtenidos de λ_* y η_*en función de ψ en el presente estudio

Cuando se observan de forma individual los valores hallados de η y λ para cada experimento, las mayores diferencias se presentan en los obtenidos para las soluciones con concentraciones de CMC al 0.3%, mientras que, cuando se comparan para un mismo diámetro los resultados obtenidos para soluciones con CMC al 0.2% frente al agua, no se observan diferencias importantes. Si se toma el promedio de los valores calculados λ_* y η_* para los experimentos realizados con soluciones acuosas con CMC al 0.2% y con agua pura, se obtiene que $\bar{\lambda}_* = 1{,}33$ y $\bar{\eta}_* = 0{,}2$, valores consistentes con los reportados con la literatura para agua. Sin embargo, para las soluciones con CMC al 0.3% estos valores alcanzan un promedio de $\bar{\lambda}_* = 1{,}02$ y $\bar{\eta}_* = 0{,}08$. El efecto de la reología en las características de η y λ para la condición de equilibrio no se observa con claridad, pues, pese a que los casos con CMC al 0.3% ostentan los menores valores para λ_* y η_*, aquellos llevados a cabo con concentraciones al 0.2% alcanzan los valores más altos de λ_* para cada diámetro, y tanto λ_* como η_* son similares a los del agua.

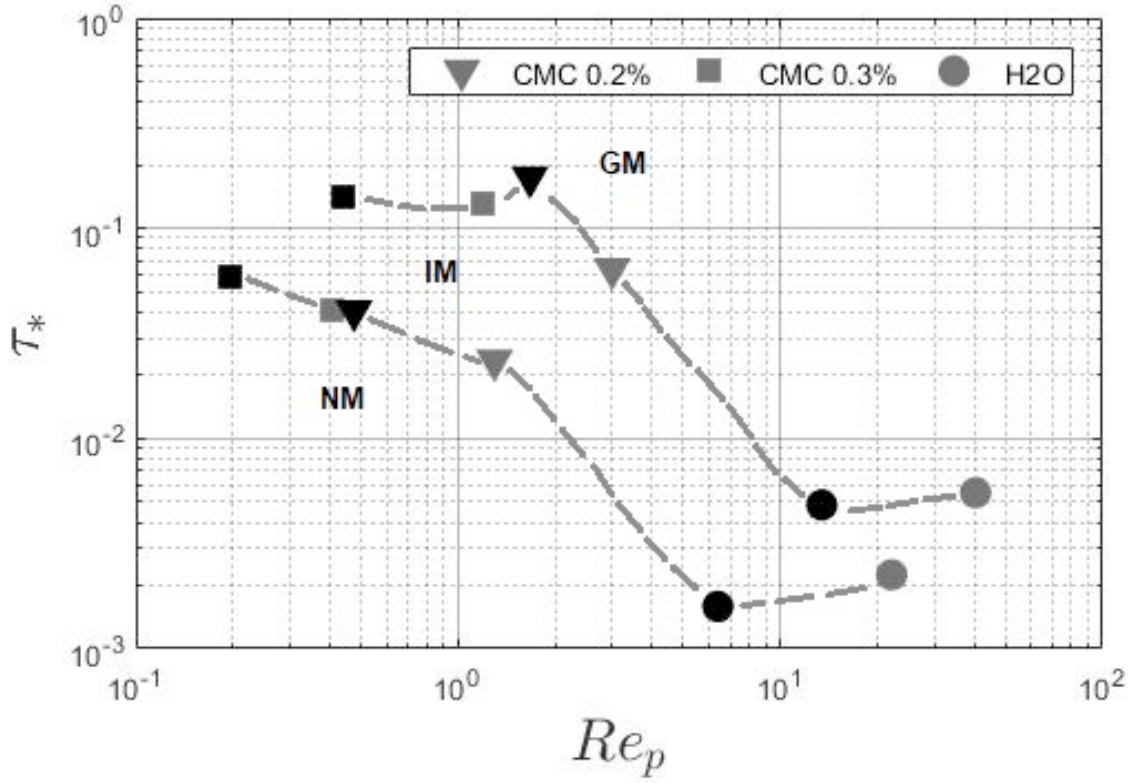


Figura 3.- Estados de movimiento (en negro resultados para mm y en gris para mm).

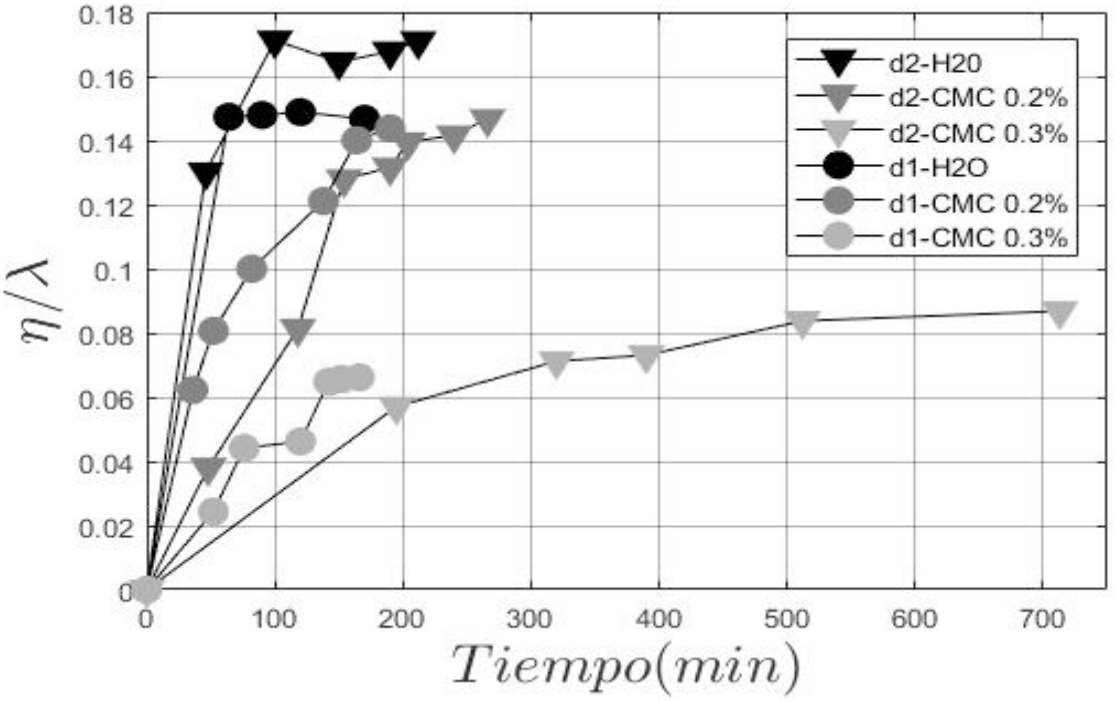
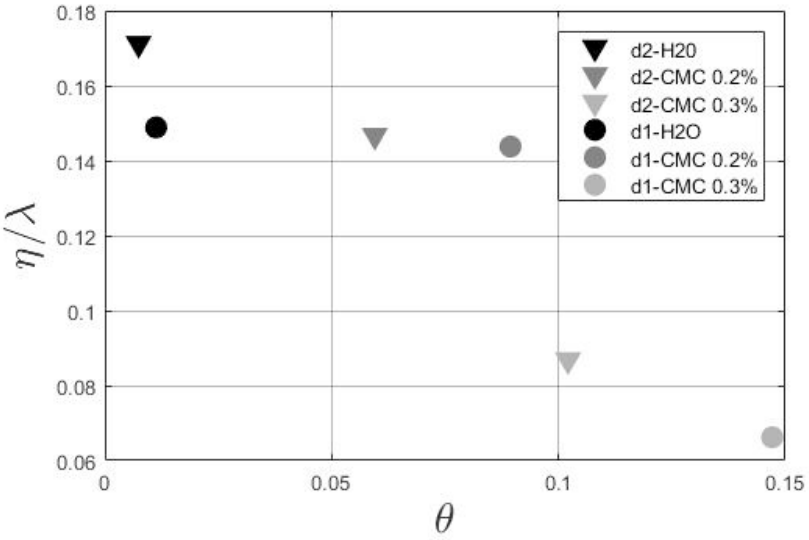
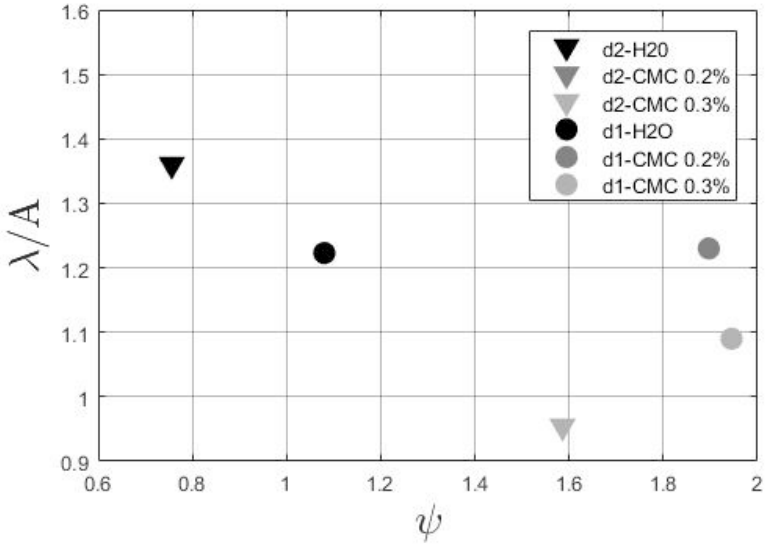


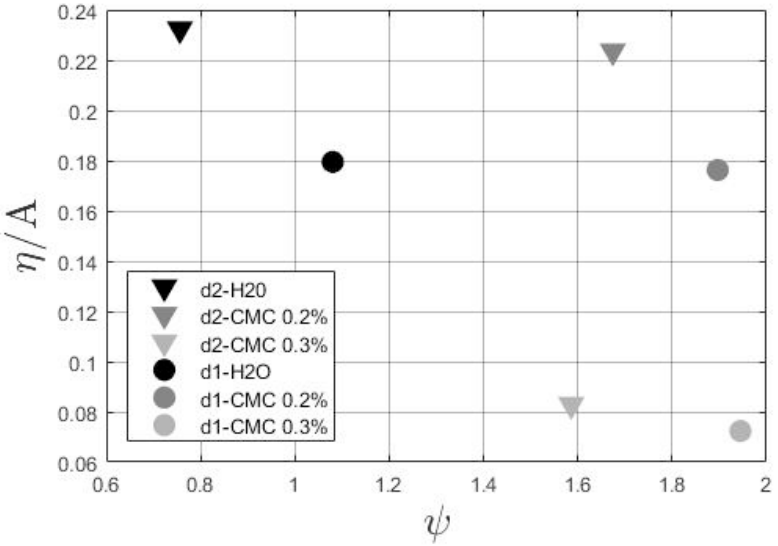
Figura 4.- Pendiente en función del tiempo (d1=0,55 mm, d2=0,3 mm).



a) d1=0,55 mm, d2=0,3 mm



b) d1=0,55 mm, d2=0,3 mm



c) d1=0,55 mm, d2=0,3 mm

Figura 5.- a) Pendiente en función del número de Shields. b) Longitud relativa en función del número de movilidad. c) Amplitud relativa en función del número de movilidad.

CONCLUSIONES

Para los seis experimentos presentados, el efecto de la reología (entendido en términos de la viscosidad efectiva) se aprecia principalmente en dos aspectos: En primer lugar, la tendencia de los datos indica que una disminución del índice de flujo está asociado a un aumento del valor que toma el parámetro de Shields para la condición umbral de arrastre de sedimento, en concordancia con el diagrama de Shields y verificado por Tamburrino et al. (2016) para fluidos tipo ley de potencia en régimen laminar. A medida que decrece el índice de flujo, aumenta la viscosidad del fluido, y este efecto se traduce en una evolución temporal del lecho más lenta que la que se tiene para el caso newtoniano. Los experimentos realizados con agua tienen una morfodinámica de evolución rápida, mientras que la velocidad de crecimiento y de propagación de los rizos en soluciones con CMC es considerablemente menor. En consecuencia, el tiempo de equilibrio aumenta a medida que disminuye el índice de flujo, resultado que se observa en la Figura 3.b.

Respecto al efecto de la reología en las características geométricas de los rizos η y λ resultantes sobre el lecho, no es posible establecer una tendencia, pues, pese a que los experimentos realizados con agua y con concentraciones con CMC al 0.2% alcanzan valores de λ_* y η_*, que fluctúan en torno a l,33 y 0,2, que son los esperados según la literatura para flujos de agua en el rango en el que se encuentran los experimentos ($\psi < 20$ y $\theta < 0{,}2$), los valores que se obtienen con las concentraciones con CMC al 0.3% se mantiene en torno a 1,02 y 0,08, valores que se encuentra más allá de la dispersión esperada. La principal dificultad que existe tras el cálculo de estos parámetros recae en la incertidumbre de establecer la condición de equilibrio del lecho. Perillo et al (2014), señalan que ésta depende de las características del flujo, y para el agua se alcanza en un período de 2 a 52 horas. Voropayev et al. (1998) en sus experimentos indican que para algunas condiciones de flujo el equilibrio se alcanza en aproximadamente 20 minutos. Lo anterior indica que la variabilidad del tiempo de equilibrio es alta, sin embargo, todos los estudios son válidos sólo para el agua, y no incluyen variaciones significativas de su viscosidad. De esta manera, si consideramos que la evolución temporal del lecho para el caso pseudoplástico es mucho más lenta que para el agua, resultado que se desprende de los experimentos, es de esperar que la variabilidad en el tiempo de equilibrio también aumente. Como este estado se define visualmente, y no existe un marco de referencia, es difícil predecir la tasa de crecimiento de los rizos, y establecer cuando alcanza su valor máximo.

Si bien los resultados vislumbran ciertas tendencias, no es posible realizar una generalización. Pues se requiere ampliar las condiciones de flujo que contemplen un espectro más amplio de valores de θ y ψ, y validar las observaciones que de estos resultados se desprenden. En contexto con lo anterior, se prosigue con el trabajo experimental considerando ahora variaciones en la amplitud del flujo y estudiando los efectos locales que genera la presencia de rizos en la hidrodinámica del flujo.

AGREDECIMIENTOS

Los autores agradecen el financiamiento otorgado por FONDECYT-Chile mediante el proyecto de investigación 1161751.

REFERENCIAS

Admiraal, D., Musalem-Jara, R., García, M., & Niño, Y. (2006). Vortex trajectory hysteresis above self-formed vortex ripples. *Journal of Hydraulic Research*, *44*(4), 437-450.

Bagnold, R. A., & Taylor, G. (1946). Motion of Waves in Shallow Water. Interaction between Waves and Sand Bottoms *Proc. R. Soc. Lond. A October 8, 1946 187*.

Dumas, S., Arnott, R. W. C., & Southard, J. B. (2005). Experiments on oscillatory-flow and combined-flow bed forms: implications for interpreting parts of the shallow-marine sedimentary record. *Journal of Sedimentary research*, *75*(3), 501-513.

Jonsson, I. G. (1966). Wave boundary layers and friction factors. *Coastal Engineering*, pp. 127-148.

Kamphuis, J. W. (1975). Friction factor under oscillatory waves. *Journal of the Waterways, Harbors and Coastal Engineering Division*, 101(2), 135-144.

Kozicki, W., Chou, C. H., & Tiu, C. (1966). Non-Newtonian flow in ducts of arbitrary cross-sectional shape. *Chemical Engineering Science*, 21(8), 665-679.

Le Roux, J. P. (2005). Grains in motion: A review. *Sedimentary Geology*, *178*(3-4), 285-313.

Nielsen, P. (1981). Dynamics and geometry of wave□generated ripples. *Journal of Geophysical Research: Oceans*, *86*(C7), 6467-6472.

Pedocchi, F., & Garcia, M. H. (2009). Ripple morphology under oscillatory flow: 1. Prediction. *Journal of Geophysical Research: Oceans*, *114*(C12).

Perillo, M. M., Best, J. L., & Garcia, M. H. (2014). A new phase diagram for combined-flow bedforms. *Journal of Sedimentary Research*, *84*(4), 301-313.

Rigler, J. K., & Collins, M. B. (1983). Initial grain motion under oscillatory flow: a comparison of some threshold criteria. *Geo-Marine Letters*, 3(1), 43-48.

Voropayev, S. I., McEachern, G. B., Boyer, D. L., & Fernando, H. J. S. (1999). Dynamics of sand ripples and burial/scouring of cobbles in oscillatory flow. *Applied Ocean Research*, *21*(5), 249-261.

Wiberg, P. L., & Harris, C. K. (1994). Ripple geometry in wave□dominated environments. *Journal of Geophysical Research: Oceans*, *99*(C1), 775-789.

IAHR **AIIH**

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

DESEMPENHO HIDRÁULICO DO VERTEDOR DE UM DIQUE DE ENROCAMENTO UTILIZANDO MODELO REDUZIDO

Livia Jacobini[1], Vinícius Mendonça Galvão[2], Daniel Tuler Passos[3], Aloysio Portugal Maia Saliba[4], Edna Maria de Faria Viana[5] e Jorge Luis Zegarra Tarqui[6]

[1]Programa de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos (SMARH) – EHR - UFMG, Brasil, livia.jacobini@gmail.com
[2]Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Brasil, vmgalvao90@gmail.com
[3] Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Brasil, danieltpassos@gmail.com
[4] Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos (EHR) – UFMG, Brasil, asaliba@ufmg.br
[5]Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos (EHR) – UFMG, Brasil, ednamfv@ufmg.br
[6]Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos (EHR) – UFMG, Brasil, jlztarqui@yahoo.com.br
Centro de Pesquisas Hidráulicas (CPH)-UFMG

RESUMO:

Os diques de enrocamento galgáveis são estruturas drenantes, geralmente utilizadas para contenção de sedimentos de mineração, que possuem um rebaixamento na porção central do maciço para passagem das cheias, ou seja, o sistema extravasor é incorporado no próprio dique. A estabilidade deste tipo de estrutura depende da vazão de percolação; da vazão específica (vazão por unidade de largura do vertedouro) de galgamento; do diâmetro e da densidade específica dos blocos; e da inclinação do talude de jusante do maciço. Neste contexto, o objetivo deste trabalho é avaliar o desempenho hidráulico de vertedores de diques homogêneos de enrocamento galgáveis, por meio de modelo experimental. Os ensaios foram realizados em um canal existente no Centro de Pesquisas Hidráulicas (CPH) da Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG) para determinar a vazão percolada entre os blocos e o valor máximo de vazão específica em que não ocorra danos à estrutura, ou seja, não haja deslocamento expressivo de blocos.

ABSTRACT:

Overtopped rockfill dykes are hydraulic structures generally used to contain mining sediments, which have a lowering in the central portion of the embankment for flooding, i.e. the spillway is incorporated into the dam. The stability of this type of structure depends on seepage; surface specific flow (flow per unit width of the spillway); diameter and specific density of the blocks; downstream slope of the dyke. In this context, the objective of this study is to evaluate the hydraulic performance of spillways of overtopped homogeneous rockfill dykes using a reduced model. The tests were carried out in an existing channel at the Hydraulic Research Center (CPH) of the Federal University of Minas Gerais (UFMG) to determine the seepage through the blocks and the maximum value of specific flow that cause no damage to the structure, in other words, that does not produce significant displacement of rock blocks.

PALAVRAS CHAVES: diques de enrocamento galgáveis, modelo reduzido, mineração

INTRODUÇÃO

No Brasil, os tipos de barragens mais comuns, no que tange ao material de construção, são as de concreto, terra e enrocamento.

As barragens de enrocamento geralmente são construídas com algum tipo de vedação, como por exemplo um núcleo impermeável (argiloso ou asfáltico) ou o revestimento da face de montante em concreto. Este tipo de estrutura pode atingir alturas da ordem de 300 m e inclinações do talude de jusante mais íngremes, que variam de 1,2 a 1,6H:1,0V (Cruz *et al.*, 2014).

Um caso particular de barragem em enrocamento, são os diques de enrocamento galgáveis, que possuem um rebaixamento na porção central do maciço para passagem das cheias, ou seja, o sistema extravasor é incorporado no próprio dique. Neste caso, estas estruturas são drenantes e não possuem um núcleo impermeável. Estas estruturas são muito utilizadas na mineração brasileira para contenção dos sedimentos gerados nas áreas de mineração durante o período chuvoso. Geralmente possuem altura de 3 a 15 m, e inclinações de talude de jusante mais suaves, da ordem de 3,0H:1,0 V.

Os diques de enrocamento possuem a vantagem de reutilização dos blocos extraídos da lavra do minério (itabirito, gnaisse, hematita, dentre outros), os quais seriam descartados em pilhas de estéril, sendo uma alternativa construtiva na falta de material de empréstimo (escavações destinadas à obtenção de volume de materiais necessários para aterros) para execução de dique em solo. Adicionalmente, trazem o benefício de reduzir a área impactada e os custos referentes à área de empréstimo e implantação de um extravasor em superfície. Estes diques também podem ser executados em enrocamento proveniente de pedreiras, porém a custos mais elevados. A Figura 1 exibe um exemplo de dique em enrocamento galgável.



Figura 1.- Dique em enrocamento galgável.
Fonte: Samarco, 2017

Estes diques geralmente estão localizados a jusante de áreas de mineração com elevado potencial de geração de sedimentos, sendo necessária a manutenção periódica de desassoreamento do reservatório (Pinheiro, 2011). Todavia, estas estruturas são drenantes, o que facilita o desaguamento nos períodos de seca para o processo de limpeza, e são executadas com uma camada de transição e/ou geotêxtil posicionada no talude de montante para retenção dos sólidos.

Durante o assoreamento, ocorre uma diminuição da vazão percolada (infiltrada pelos blocos), devido à colmatação da transição e, consequentemente, um aumento da vazão galgada. Na Figura 2 é indicado o fluxo de água considerando a estrutura operando com o reservatório limpo e assoreado.

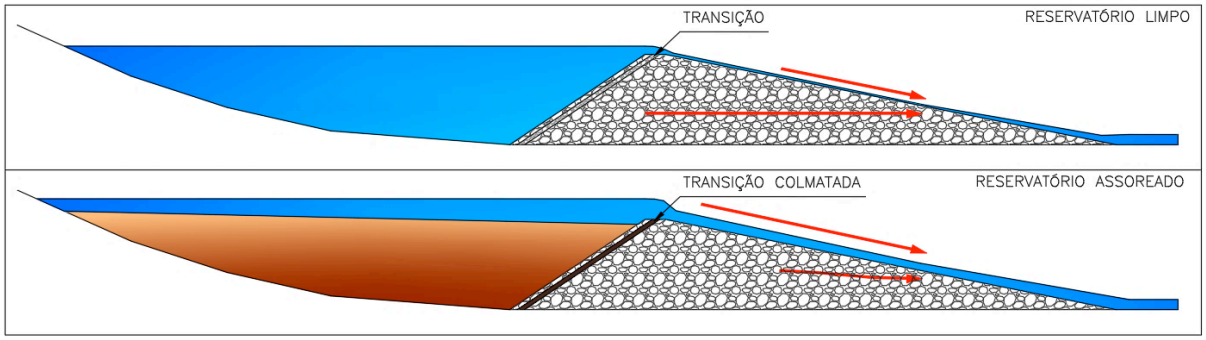


Figura 2.- Funcionamento do dique para condição de reservatório limpo e assoreado.

Segundo Julien (2010), o fluxo ao redor das partículas exerce uma força de arraste que tende a iniciar seu movimento. A força de resistência do material não coesivo ao deslocamento é o peso aparente da partícula. Condições limiares ocorrem quando há um equilíbrio entre estas forças, sendo que a razão entre elas define a tensão de cisalhamento adimensional (τ_*), denominada de parâmetro de Shields. A variação deste parâmetro em função do diâmetro adimensionalizado das partículas é mostrada na Figura 3.

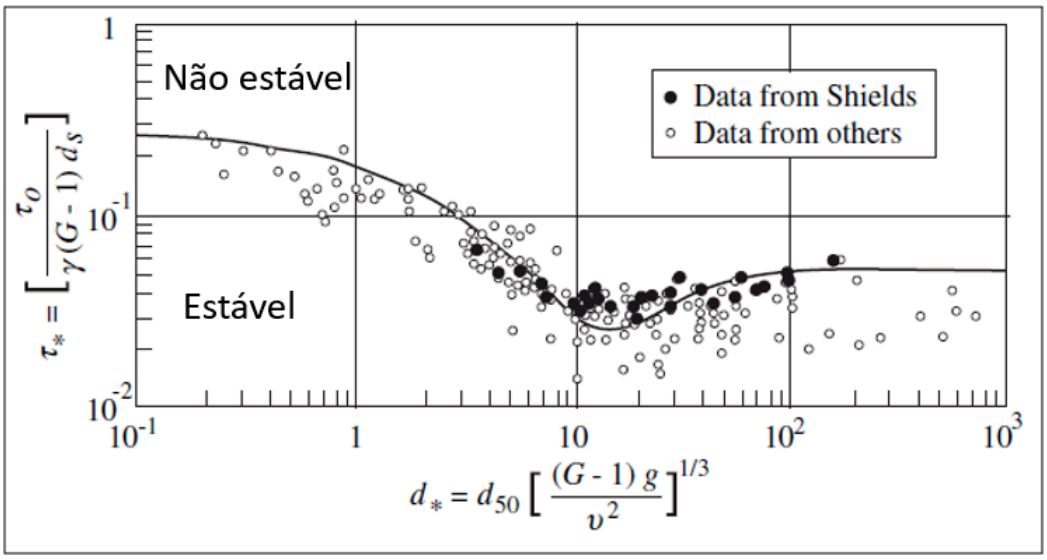


Figura 3.- Diagrama de Shields modificado.

Fonte: Julien (2010)

Na Figura 3:
τ_* é o parâmetro de Shields (adimensional);
τ_0 é a tensão de cisalhamento imposta pelo escoamento (Pa);
γ é o peso específico (N/m³);
G é a massa específica dos grãos (adimensional);
d_s é o diâmetro das partículas (m);
d_* é diâmetro das partículas adimensionalizado;
d_{50} é o diâmetro equivalente à abertura da malha da peneira em que 50% do material peneirado fica retido, também chamado de diâmetro mediano dos grãos; e
ν é viscosidade cinemática (m²/s).

O trabalho desenvolvido por Shields é muito utilizado para avaliação do transporte de sedimentos granulares em leitos fluviais, em que a declividade geralmente é suave. No presente estudo, pretende-se avaliar a possibilidade de sua utilização para o movimento dos blocos dos diques galgáveis, uma vez que os mecanismos de transporte são aparentemente similares, embora a magnitude das velocidades de escoamento envolvidas seja significativamente diferente.

Segundo Toledo (1997), existem dois mecanismos principais de ruptura das barragens de enrocamento, devido ao galgamento:

- Deslizamento em massa de uma parte do talude de jusante: a saturação da rocha leva a uma redução de tensões efetivas que, somada à percolação, induz a formação de uma ruptura abrupta e geralmente afeta toda a extensão da barragem. Este é o mecanismo de falha predominante quando a inclinação do talude de jusante é muito íngreme (1,5H:1,0 V, por exemplo);
- Arraste dos blocos e erosão progressiva do talude de jusante: o fluxo no pé da barragem arrasta os blocos superficiais e leva à formação de canais no talude de jusante. Esta é a falha predominante quando a inclinação do talude de jusante é mais suave, como por exemplo 3,0H:1,0V.

Estes dois mecanismos geralmente atuam de forma combinada, dependendo da evolução do processo de falha.

Eletrobrás (2003) recomenda que, na fase de projeto básico, a dimensão dos blocos do enrocamento de proteção para revestimento de canais ou para construção dos diques de fechamento em água corrente (ensecadeiras) seja determinada a partir da formulação indicada por USACE (1977, Equação 1). Para os casos mais complexos, a definição final do projeto essa publicação recomenda confirmação em modelo reduzido.

$$v = c\left[2g\left(\frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_w}\right)\right]^{1/2}(D_{50})^{1/2} \qquad [1]$$

Em que:
v é a velocidade (m/s);
c é a constante de Isbash (0,86 para fluxos de alta turbulência e 1,20 para baixa turbulência);
γ_s é o peso específico dos blocos (kN/m³);
γ_w é o peso específico da água (kN/m³); e
D_{50} é o diâmetro mediano dos blocos (m).

Partindo-se desta formulação, a estabilidade dos blocos depende do seu diâmetro e da sua densidade específica, bem como da velocidade, que por sua vez, está relacionada à vazão de percolação; à vazão específica (vazão por unidade de largura do vertedouro) de galgamento e inclinação do talude de jusante do maciço, para o caso dos diques galgáveis drenantes. Nesse caso, admite-se que a região crítica de velocidade nestas estruturas é o pé do maciço.

Neste contexto, o objetivo deste estudo é avaliar o desempenho hidráulico de vertedores de diques homogêneos de enrocamento galgáveis, por meio de modelo experimental.

Conforme citado por Saliba *et al.* (2017), os modelos reduzidos têm sido amplamente utilizados na engenharia hidráulica desde o século XIX, época em que os modelos numéricos não estavam disponíveis. Atualmente, os estudos estão focados nos modelos numéricos, os quais evoluíram rapidamente e são capazes de resolver problemas tridimensionais, produzindo resultados estáveis e consistentes. Todavia, é preciso calibrar e estimar parâmetros nos modelos numéricos, os quais, geralmente não são obtidos em campo, sendo então necessária a realização de ensaios de laboratório em escala reduzida.

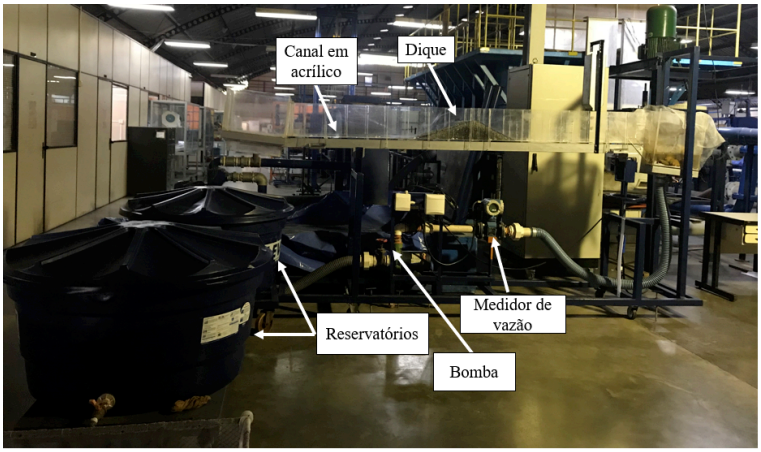
DESCRIÇÃO DOS MODELOS

Para avaliar a estabilidade hidráulica de diques homogêneos em enrocamento, serão realizados ensaios em dois canais existentes no Centro de Pesquisas Hidráulicas (CPH) da Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG).

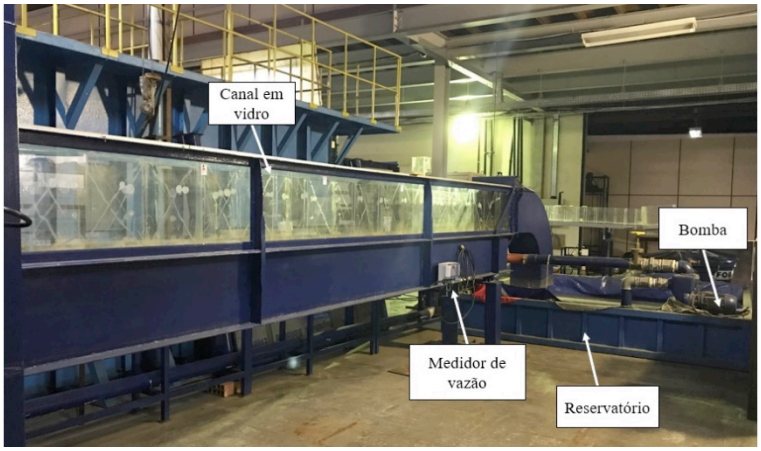
O canal A possui fundo e paredes em acrílico e dimensões de 14 cm de base, 25 cm de altura e aproximadamente 2,70 m de comprimento, sendo que vazão no modelo é regulada manualmente por meio de uma válvula tipo gaveta.

O canal B é construído em vidro com dimensões de 40 cm de base, 48,5 cm altura e aproximadamente 5,0 m de comprimento. A vazão afluente ao canal será regulada automaticamente por um inversor de frequências.

Na Figura 4 são exibidos os aparatos experimentais destes canais.



(a)



(b)

Figura 4.- Arranjo geral do canal A (a) e do canal B (b).

Os diques serão construídos com brita 0, que apresenta peso específico de aproximadamente 26,5 kN/m³, e inclinação do talude de montante de 2,0H:1,0V, sendo que o dique do canal A terá altura de 15 cm e serão utilizados blocos com diâmetro entre 2 e 8 mm, e o dique do canal B será construído com altura de 30 cm e o diâmetro variando entre 4 e 16 mm.

A escolha do material e dos diâmetros foi realizada em função do material disponível no CPH e devido ao fator de escala que será adotado nos modelos e às características e dimensões comumente utilizadas nestes diques na mineração.

CENÁRIOS DE SIMULAÇÃO

Na Tabela 1 são apresentados os cenários que serão simulados nos canais A e B, os quais foram definidos visando avaliar a influência de alguns parâmetros na estabilidade hidráulica dos diques homogêneos de enrocamento galgáveis, a saber: inclinação do talude de jusante; assoreamento do paramento de montante e a compactação realizada durante a construção da estrutura.

Tabela 1.- Cenários a serem simulados nos modelos físicos reduzidos.

Ensaio	Cenário	Inclinação do talude de jusante	Assoreamento	Compactação dos blocos
1	A-I	3,0H:1,0V	Sem assoreamento. Vazão máxima percolada	Sem compactação e blocos secos
2	A-II			Compactação com blocos secos
3	A-III			Compactação com blocos úmidos
4	A-IV		Totalmente assoreado	Situação crítica de compactação
5	A-V	4,0H:1,0V	Sem assoreamento. Vazão máxima percolada	Situação crítica
6	A-VI		Totalmente assoreado	
7, 8 e 9	B-I	3,0H:1,0V	Situação crítica	Situação crítica
10, 11 e 12	B-II	4,0H:1,0V	Situação crítica	Situação crítica

Os ensaios do Cenário A serão realizados uma única vez, enquanto os ensaios do Cenário B serão repetidos 3 vezes. Nesse momento, apenas os resultados dos ensaios do Cenário A estão disponíveis. Os ensaios foram realizados para definir a metodologia de ensaio e algumas variáveis do aparato experimental, as quais são listadas a seguir:

- Cenários a serem ensaiados;
- Material e diâmetro dos blocos a serem utilizados na construção dos diques;
- Metodologia de construção dos diques, no que se refere à compactação, umidade e assoreamento do reservatório;
- Hidrograma de simulação;
- Vazão percolada quando o dique não está assoreado;
- Medições a serem realizadas e instrumentos a serem utilizados em cada simulação;
- Determinação do critério para definição de estabilidade hidráulica do dique.

A partir das definições obtidas nos ensaios do Cenário A, serão realizados os ensaios do Cenário B em escalas maiores e repetindo 3 vezes cada simulação.

ETAPAS DOS ENSAIOS

As etapas dos ensaios são descritas nos itens a seguir.

Etapa 1: Análise Granulométrica

A análise granulométrica dos blocos de brita foi realizada por meio de peneiramento manual, utilizando-se as peneiras com aberturas normalizadas de 16, 8; 4; 3,35 e 2 mm, as quais estão disponíveis no CPH.

A partir da massa percentual acumulada que passa em cada peneira foi elaborada a curva granulométrica e determinado o diâmetro mediano (D_{50}) do material a ser utilizado na construção dos diques.

Etapa 2: Construção do Maciço do Dique

Durante a construção dos diques de enrocamento galgáveis, geralmente os blocos são dispostos com tratores de esteira e escavadeiras, sem um controle técnico construtivo. Para representar esta situação, os diques do experimento serão construídos conforme indicado na Figura 5.

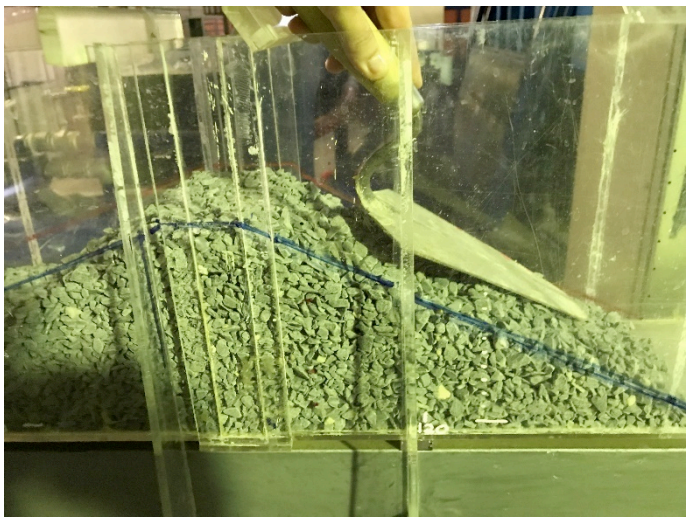


Figura 5.- Construção do dique sem compactação.

Todavia, as barragens de enrocamento convencionais (com impermeabilização do núcleo ou talude de montante) são executadas com controle da compactação e da umidade (CRUZ *et al.*, 2014). Para avaliar os efeitos da compactação na estabilidade hidráulica da estrutura, a construção do maciço do dique no laboratório será realizada por meio da formação de camadas e passagem de rolo de aço, conforme apresentado na Figura 6.



(a) (b)

Figura 6.- Construção do dique com compactação.

Para representar o assoreamento do reservatório e a interrupção do fluxo pelo talude de montante, este paramento será impermeabilizado com um material, a ser definido, como por exemplo argila ou massa de modelar.

Etapa 3: Determinação da Vazão Percolada pelo Maciço

A vazão percolada pelo maciço será determinada por meio da medição da vazão bombeada para o canal, quando o nível do reservatório estiver na mesma elevação da crista do dique. Os canais de testes são dotados de medidores de vazão eletromagnéticos para este fim.

Etapa 4: Determinação da Vazão Específica Limite

Robinson *et al.* (1998) e Baptista e Coelho (2016) recomendam que os canais revestidos em enrocamento sejam executados com uma espessura equivalente a 2 vezes o diâmetro mediano (D_{50})

dos blocos. Neste sentido, definiu-se que a vazão específica limite, será aquela em que o deslocamento de blocos atinge este limite de espessura.

Para permitir a identificação desta camada foi realizada a pintura dos blocos, conforme exibido na Figura 7. Foram utilizadas 4 faixas, de cores diferentes para permitir a visualização dos locais onde ocorre deslocamento dos blocos.



(a) (b)

Figura 7.- Camada de blocos pintadas, referente a $2xD_{50}$. Vista da ombreira esquerda (a) e vista de cima (b).

Para o dique com inclinação de jusante de 3,0H:1,0V, será realizado o acréscimo gradual da vazão, conforme hidrograma apresentado na Figura 8. Este hidrograma foi definido a partir dos ensaios preliminares realizados até o momento. Foi verificado que são necessários aproximadamente 10 minutos para estabilizar o nível de água no reservatório e 10 minutos após esta estabilização para realizar as observações e medições necessárias.

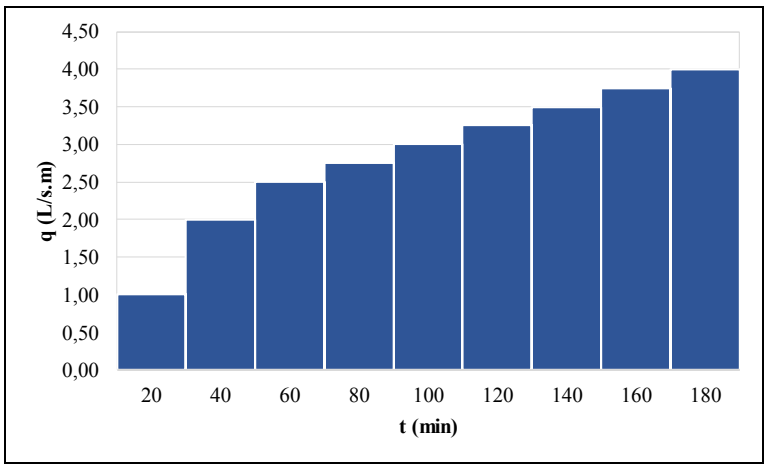


Figura 8.- Hidrograma de simulação – Talude 3,0H:1,0V.

A cada intervalo de tempo de 20 minutos, o ensaio é interrompido para verificar se o deslocamento de blocos atingiu a camada de enrocamento sem cores.

Etapa 5: Medições

Para a vazão específica limite do sistema extravasor do dique de cada cenário, serão realizadas as seguintes medições: profundidade no reservatório, na crista e em determinadas seções do talude de jusante do dique e a jusante da estrutura; medidas de lâmina de água no pé do talude (Canal A) e mapeamento dos campos de velocidade com o uso de anemômetro Doppler (Canal B).

ANÁLISE DOS RESULTADOS

Curva granulométrica

Na Figura 9 é exibida a curva granulométrica obtida por meio do peneiramento do material que será utilizado para a construção do dique no canal A.

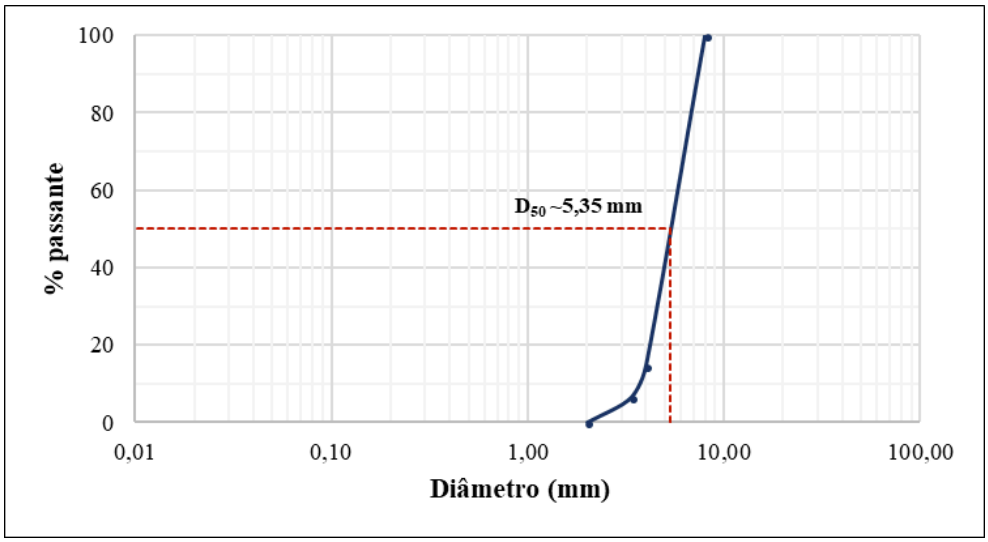


Figura 9.- Curva granulométrica – Dique do canal A.

Ensaios Hidráulicos

Dos ensaios realizados até o momento, a vazão percolada para o cenário A-I foi de aproximadamente 0,37 L/s (2,64 L/s.m) no canal A. Os ensaios serão realizados novamente para confirmar este valor.

Na Figura 10 e Figura 11 são apresentados os resultados de uma simulação para o cenário A-I, considerando vazão de 0,40 L/s (2,85 L/s.m) e 0,55 L/s (3,93 L/s.m), respectivamente.

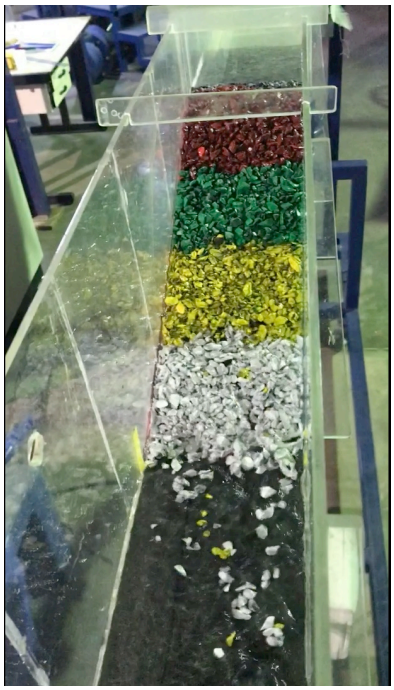


Figura 10.- Cenário A-I – Vista do talude de jusante - Q = 0,40 L/s.

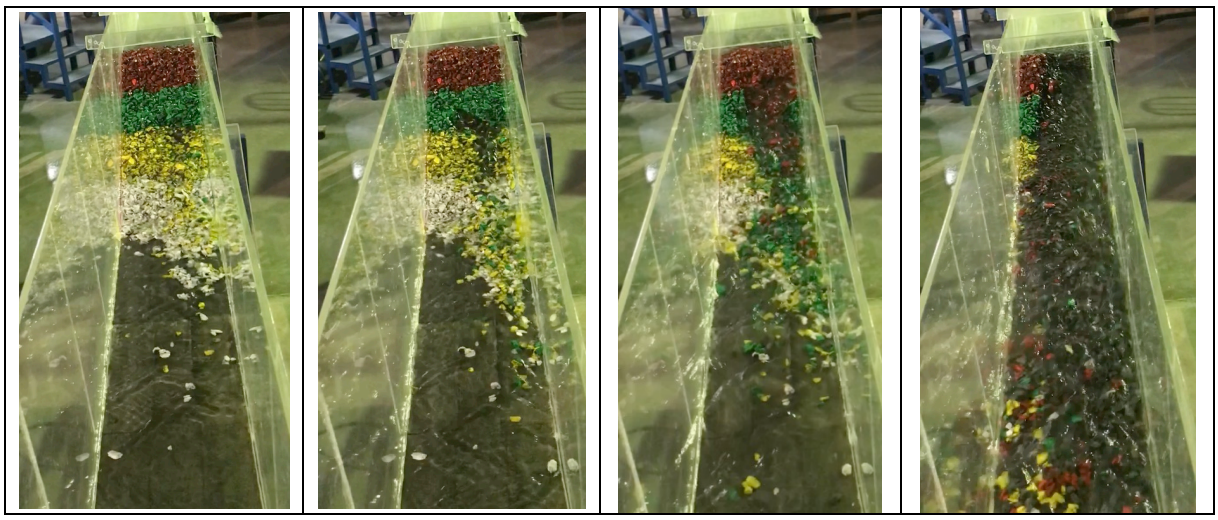


Figura 11.- Cenário A-I – Vista do talude de jusante - Q = 0,55 L/s.

Observa-se na Figura 11 que o deslocamento de blocos se iniciou no pé do talude de jusante (faixa branca) e avança até atingir a faixa vermelha e resultar na ruptura completa do maciço.

Para as próximas etapas serão simulados valores intermediários de vazões para estabelecer a vazão limite em que não ocorre danos na estrutura e serão realizadas as medidas de profundidade e mapeamento dos campos de velocidade com o uso de anemômetro Doppler.

Ressalta-se que será verificado se o escoamento é turbulento rugoso, em que a faixa do número de Reynolds é elevada e o efeito do atrito é preponderantemente influenciado pelo tamanho dos blocos, visto que a ruptura da subcamada limite laminar torna as tensões tangenciais viscosas negligenciáveis (PORTO, 2006).

CONCLUSÕES

Para os ensaios realizados até o momento foi construído um dique com brita 0 (D_{50} = 5,35 mm), altura de 15 cm, inclinação do talude de montante de 2,0H:1,0V e de jusante de 3,0H:1,0V, considerando o reservatório sem assoreamento e maciço sem compactação e blocos secos.

Resultados obtidos de forma preliminar apontaram a vazão percolada de aproximadamente 0,37 L/s (2,64 L/s.m). Os ensaios serão realizados novamente para confirmar este valor. A vazão máxima em que não ocorre danos na estrutura está entre 0,40 L/s (2,85 L/s.m) e 0,55 L/s (3,93 L/s.m). Para as próximas etapas serão simulados valores intermediários de vazões para estabelecer a vazão limite em que não ocorre danos na estrutura e serão realizadas as medidas de profundidade e mapeamento dos campos de velocidade com o uso de anemômetro Doppler.

Será calculado o número de Reynolds, verificando-se se o escoamento é turbulento rugoso e o efeito do atrito é preponderantemente influenciado pelo tamanho dos blocos, sendo predominante as forças gravitacionais. Neste caso, os resultados serão convertidos em ábacos ou planilhas para uso em situações de projeto de diques com geometria típica de estruturas dessa natureza, utilizando-se a semelhança pelo número de Froude.

AGRADECIMENTOS

Os autores manifestam seus agradecimentos à UFMG, à ANEEL, à CEMIG, à ELETROBRAS-FURNAS, à FAPEMIG, ao CNPq e à CAPES pelo suporte financeiro para a realização desse trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Baptista, M. B.; Coelho, M. M. L. P. (2016). *Fundamentos de engenharia hidráulica*. 4 ed. Belo Horizonte: Editora UFMG. 477p.

Cruz, P.T.; Materón, B.; Freitas, M. (2014). *Barragens de enrocamento com face de concreto*. 2ed. São Paulo: Oficina de Textos. 359 p.

ELETROBRÁS - Centrais Elétricas Brasileiras S.A. (2003). *Critérios de projeto civil de usinas hidrelétricas*.

Julien, P. Y. (2010). *Erosion and Sedimentation*. 2. ed. New York: Cambridge University Press.

Pinheiro, M. C. (2011). *Diretrizes para elaboração de estudos hidrológicos e dimensionamentos hidráulicos em obras de mineração*. 1 ed. Porto Alegre: ABRH. 308 p.

Porto, R. M. (2006). *Hidráulica Básica*. 4 ed. São Carlos: EESC/USP. 519 p.

Robinson, K.M.; Rice, C.E.; Kadavy, K.C. (1998). "Design of rock chutes". *American Society of Agricultural Engineers,* v. 41, n. 3, p. 621-626.

Saliba, A.P.M.; Viana, E. M. F.; Tarqui, J. L. Z.; Martinez, C. B.; Costa, M. E. F.; Ferreira Júnior, A. G. (2017). "Novos materiais e técnicas para construção de modelos reduzidos". In: THE *12th LATIN-AMERICAN CONGRESS ON ELECTRICITY GENERATION AND TRANSMISSION – CLAGTEE*. Mar del Plata. Anais.

SAMARCO MINERAÇÃO S.A. (2017). *Como a Samarco pretende voltar a operar - Licenciamento Operacional Corretivo do Complexo de Germano*. Agosto de 2017. Disponível em: https://www.youtube.com/watch?v=2g3V19dkk2I. Acessado em 10/03/2018.

Toledo, M.A. (1997). *Presas de escollera sometidas a sobrevertido. Estudio del movimento del agua a traves de la escollera y de la estabilidad frente al deslizamiento en masa*. 441 f. Tesis (Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos) - Departamento de Ingeniería Civil: Hidráulica y Energética, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España.

USACE - UNITED STATES ARMY CORPS OF ENGINEERS. (1977). *Corps of Engineers Hydraulic Design Criteria, Volume 2*. Army Engineer Waterways Experiment Station Vicksburg MS. Defense Technical Information Center. 171 p.

IAHR **AIIH**

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

ANÁLISE COMPARATIVA DE PADRÕES DE ESCOAMENTO EM RESERVATÓRIOS RETANGULARES RASOS DE DIFERENTES ESCALAS

Daniel Augusto de Miranda[1,3,4], Elsa Alves[2], Márcia M. L. P. Coelho[3] e António Heleno Cardoso[4]

[1] *Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Minas Gerais, IFMG, Santa Luzia, Brasil*
[2] *Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, Lisboa, Portugal*
[3] *Universidade Federal de Minas Gerais, UFMG, Belo Horizonte, Brasil*
[4] *CERIS, Instituto Superior Técnico, IST, Lisboa, Portugal*
d.miranda@ifmg.edu.br; ealves@lnec.pt; lara@ehr.ufmg.br; antonio.cardoso@tecnico.ulisboa.pt

RESUMO:

Este trabalho consiste em uma avaliação comparativa de padrões de escoamento obtidos em dois reservatórios retangulares rasos, relacionados em escala 1:2 e construídos em laboratório. Um dos reservatórios dispunha de 3,0 m de comprimento, 1,5 m de largura e 0,30 m de profundidade máxima (CPH-UFMG, Brasil). O outro possuía 1,5 m de comprimento, 1,0 m de largura e 0,18 m de profundidade máxima (LH-IST, Portugal). Em ambos os reservatórios, previram-se três posicões alternativas em suas paredes transversais para instalação dos canais de montante e de jusante: esquerda, central e direita. Avaliaram-se cinco combinações geométricas de instalação desses canais, cada qual submetida a três diferentes vazões em regime permanente: 0,50; 1,25 e 3,40 L/s para o CPH-UFMG e suas vazões correspondentes de 0,15; 0,37 e 1,00 L/s para o LH-IST. Os resultados indicaram adequada correspondência entre os padrões de escoamento para os três pares de vazões nas três configurações em que o canal de montante foi instalado na posição esquerda. Em contrapartida, para as outras duas geometrias em que o canal de montante permaneceu alinhado ao eixo longitudinal do reservatório, houve discordância entre alguns resultados, possivelmente por conta da ocorrência de diferentes regimes de escoamento no interior dos respectivos reservatórios.

ABSTRACT:

This paper consists of a comparative evaluation of flow patterns obtained in two shallow rectangular reservoirs, related in 1:2 scale and built in the laboratory. One of the reservoirs was 3.0 m long, 1.5 m wide and 0.30 m maximum depth (CPH-UFMG, Brazil). The other one was 1.5 m long, 1.0 m wide and 0.18 m máximum depth (LH-IST, Portugal). In both reservoirs, three alternative positions were envisaged in their transverse walls for the installation of upstream and downstream channels: left, central and right. Five geometric combinations of these channels were tested, each submitted to three different flow rates: 0.50; 1.25 and 3.40 l/s for the CPH-UFMG and their corresponding flow rates of 0.15; 0.37 and 1.00 l/s for the LH-IST. The results indicated an adequate correspondence between the flow patterns of the three pairs of flow rates in the three configurations where the upstream channel was installed in the left position. In contrast, for the other two geometries in which the upstream channel remained aligned to the longitudinal axis of the reservoir, there was disagreement among some results, possibly due to the occurrence of different flow regimes within the respective reservoirs.

PALAVRAS-CHAVE: escoamentos rasos; modelagem física; comportamento hidrodinâmico

INTRODUÇÃO

Escoamentos rasos são aqueles cujas dimensões horizontais são consideravelmente maiores que a dimensão vertical (Jirka; Uijttewall, 2004). Por essa razão, costumam ser caracterizados como bidimensionais (2D) ou "quase-bidimensionais" (quasi-2D), admitindo uma velocidade média do escoamento no plano vertical e permitindo negligenciar, como primeira aproximação, as flutuações turbulentas (efeitos difusivos e dispersivos turbulentos).

Pelo fato de estarem associados a baixas velocidades de escoamento, os reservatórios rasos, para os quais se aplicam as premissas ora mencionadas, são frequentemente afetados por contínuo processo de sedimentação. Destaca-se, por esta razão, a importância em se ampliar o conhecimento acerca de seu comportamento hidrodinâmico em função da configuração geométrica e das condições hidráulicas. Uma vez compreendidos os principais fenômenos em causa, seria possível estabelecer um adequado plano de manutenção desses reservatórios e estimar sua vida útil de forma mais robusta e assertiva.

Na Engenharia Hidráulica, algumas das aplicações mais notáveis de reservatórios rasos referem-se a: (1) bacias de detenção, dispositivos largamente empregados em projetos de drenagem urbana para controle de cheias e prevenção de ocorrência de inundações; (2) lagoas de estabilização para tratamento de efluentes, em que se tem interesse no aumento da eficiência do processo de melhoria da qualidade da água e; (3) tanques de aquicultura, no que diz respeito ao dimensionamento de estruturas para o desenvolvimento apropriado de culturas de peixes.

Diversas referências na literatura têm tratado desse tema através de modelação numérica e da realização de experimentos em laboratório. Destacam-se, dentre outros autores e publicações, Kantoush (2008), Dufresne et al. (2010a,b), Camnasio et al. (2013), Ferrara et al. (2018) e Miranda et al. (2018a,b).

O objetivo do presente artigo consistiu em comparar os resultados dos campos de velocidade superficial e os correspondentes padrões de escoamento, obtidos experimentalmente em dois reservatórios retangulares rasos de diferentes escalas, relacionados na proporção 1:2 e, portanto, com dimensões geométricas proporcionais.

Além disso, buscou-se ressaltar as principais semelhanças e distinções identificadas mediante confrontação dos dados, associando-as aos processos físicos envolvidos e às limitações de modelos de pequena escala. Almejou-se, por fim, a identificação de perspectivas para a sequência deste estudo.

MATERIAIS E MÉTODOS

A análise dos dados tratados neste trabalho baseou-se na obtenção de campos de velocidade superficial do escoamento por meio da técnica LSPIV (*large scale particle image velocimetry*). Todos os experimentos foram realizados em regime permanente e com água limpa.

Para tanto, foram construídos dois reservatórios retangulares rasos de fundo plano geometricamente proporcionais e vinculados a partir das relações de semelhança de modelos de cursos d'água com fundo móvel de Chauvin (1962). Um deles representa o modelo distorcido do outro, o protótipo. Salienta-se que a razão principal para adoção das relações de semelhança preconizadas por Chauvin (1962), e não as da semelhança de Froude, deve-se ao fato de o escoamento observado nesses reservatórios não ser turbulento rugoso. Deste modo, a influência da viscosidade da água não deve ser desprezada e, portanto, justifica-se a escolha de relações matemáticas que representem um compromisso entre as semelhanças de Froude e de Reynolds. Adicionalmente, optou-se pela citada abordagem atinente a cursos d'água com fundo móvel por conta da perspectiva de realização de experimentos envolvendo a deposição de sedimentos, não explorada neste trabalho.

O primeiro dos reservatórios de estudo (Figura 1), o protótipo, foi instalado no Centro de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal de Minas Gerais (CPH-UFMG), Brasil. Tem por dimensões comprimento de 3,0 m, largura de 2,0 m e profundidade máxima de 0,30 m e foi

construído com chapas metálicas. Ao referido reservatório, foram acoplados dois canais de seção retangular, um de montante e outro de jusante, ambos com 1,0 m de comprimento, 0,125 m de largura e 0,30 m de altura.

Com o objetivo de possibilitar a avaliação da influência do posicionamento dos canais de montante e de jusante sobre o padrão de escoamento, foram previstas três localidades alternativas para acoplagem dos mesmos junto ao reservatório: à esquerda do eixo longitudinal da bacia e em relação ao sentido do escoamento (posição L, *left*), alinhado com o eixo longitudinal (posição C, *central*) e à direita do mesmo (posição R, *right*). Durante os experimentos, avaliaram-se diferentes combinações geométricas simétricas e assimétricas: configurações CC (simétrica) e LL, LC, LR e CR (assimétricas). A título de informação, os códigos de duas letras ora citados correspondem, respectivamente, à localização dos canais de montante e de jusante. Por exemplo, a configuração geométrica LR indica que o canal de montante foi instalado na posição esquerda (L), enquanto o de jusante o foi na posição direita (R).

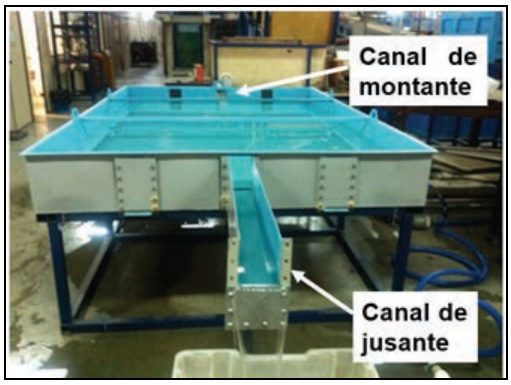


Figura 1.- Reservatório retangular instalado no CPH-UFMG (Brasil), com configuração geométrica CC.

Ainda com relação ao reservatório construído no CPH-UFMG, levaram-se em conta durante os experimentos, para cada configuração geométrica, três diferentes vazões, cada qual associada a uma profundidade do escoamento (Tabela 1).

Tabela 1.- Vazões e profundidades do escoamento adotadas nos experimentos do CPH-UFMG.

Q [L.s^{-1}]	**H** [m]
0,50	0,050
1,25	0,100
3,40	0,200

O segundo reservatório (Figura 2), por sua vez, foi construído no Laboratório de Hidráulica do Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa (LH-IST), Portugal.

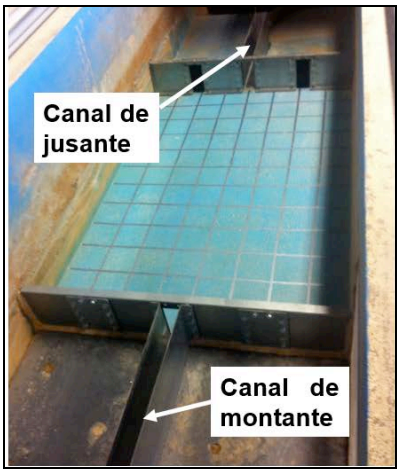


Figura 2.- Reservatório retangular instalado no LH-IST (Portugal), com configuração geométrica CC.

Este modelo corresponde à metade da escala do protótipo, portanto, com comprimento de 1,5 m, largura de 1,0 m e profundidade máxima de 0,15 m. O aparato em questão foi instalado dentro de um canal existente, com fundo e paredes laterais de alvenaria e com paredes de montante e de jusante de chapas metálicas.

Os canais de montante e de jusante também possuíam 1,0 m de comprimento, largura de 0,063 m e 0,15 m de altura. Considerou-se igualmente a possibilidade de acoplagem desses canais em três diferentes posições, de forma análoga e proporcional ao primeiro reservatório.

As vazões e profundidades do escoamento correspondentes às do reservatório do LH-IST são indicadas na Tabela 2.

Tabela 2.- Vazões e profundidades do escoamento adotadas nos experimentos do LH-IST.

Q [$L.s^{-1}$]	**H** [m]
0,15	0,036
0,37	0,071
1,00	0,143

Todos os experimentos foram filmados utilizando-se *webcam* de alta resolução de marca Logitech e modelo C920, instalada a uma altura suficiente para registro de toda a área do respectivo reservatório. Em cada ensaio, capturaram-se imagens sequenciais que foram processadas e convertidas em campos vetoriais de velocidade superficial com auxílio do programa computacional FUDAA-LSPIV (Jodeau et al., 2013). Utilizaram-se traçadores plásticos que foram continuamente lançados na água pelo lado de montante. Ressalta-se que, enquanto no reservatório do CPH-UFMG os traçadores foram inseridos pelo canal de montante, no do LH-IST, eles foram distribuídos em toda sua face de montante.

Ao todo, foram realizados 30 experimentos, sendo 15 deles no CPH-UFMG, Brasil e outros 15 no LH-IST, Portugal. Para cada reservatório, consideraram-se suas três vazões de referência, conforme Tabelas 1 e 2, para cada uma das combinações geométricas dos canais de montante e de jusante (CC, LL, LC, LR e CR).

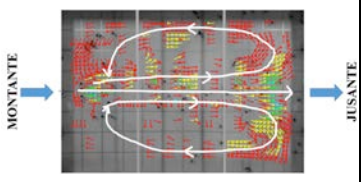
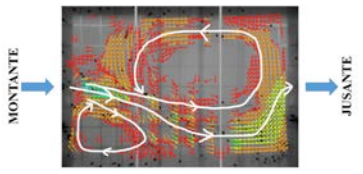
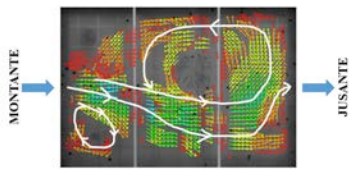
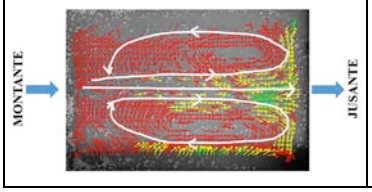
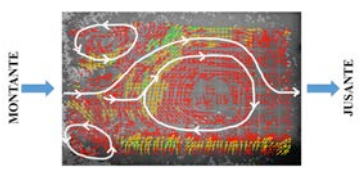
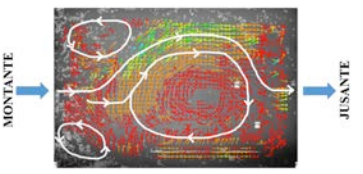
É conveniente enfatizar que o protótipo brasileiro representa, na verdade, uma escala 1:2 do reservatório de Kantoush (2008). Logo, o modelo português corresponde à escala 1:4 deste. Entre Kantoush (2008) e o reservatório do CPH-UFMG, há uma relação de semelhança de Froude válida apenas para a vazão intermediária do reservatório brasileiro (1,25 L/s) e para a configuração geométrica CC.

RESULTADOS E DISCUSSÃO

A seguir são apresentados os campos de velocidade superficial obtidos para cada configuração geométrica avaliada e para as três vazões de referência de cada reservatório do presente estudo (0,50, 1,25 e 3,40 L/s para o do CPH-UFMG e os valores correspondentes de 0,15, 0,37 e 1,00 L/s para o do LH-IST). Para facilitar a comparação e a interpretação dos padrões de escoamento resultantes, optou-se por exibir os resultados agrupados por configuração geométrica: tipo CC (Tabela 3), tipo LL (Tabela 4), tipo LC (Tabela 5), tipo LR (Tabela 6) e tipo CR (Tabela 7). Em cada figura contida nas tabelas abaixo, adicionaram-se setas para indicar o deslocamento do jato principal ao longo da bacia de testes, assim como para ilustrar o sentido de rotação dos vórtices que puderam ser reproduzidos com o auxílio do programa computacional FUDAA-LSPIV.

Cabe salientar ainda que as figuras que se referem ao reservatório do CPH-UFMG já foram apresentadas em Miranda et al. (2018a,b). Por outro lado, aquelas obtidas no LH-IST são inéditas. A inclusão de ilustrações de ambos os programas experimentais deve-se, claramente, ao objetivo de comparação dos resultados e análise da influência da escala na caraterização dos padrões de escoamento.

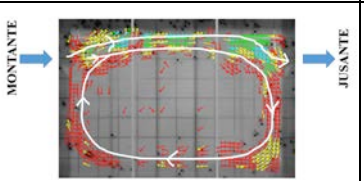
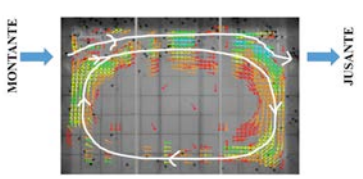
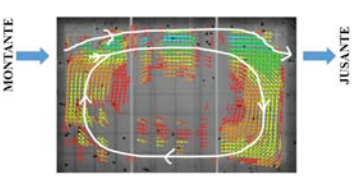
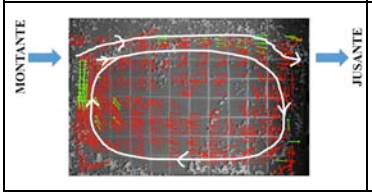
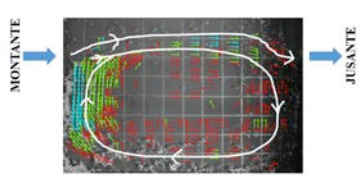
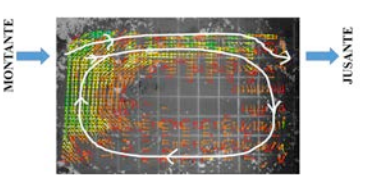
Tabela 3.- Campos de velocidade superficial para a configuração geométrica CC.

Vazão Q (L/s)			Referência
0,50	**1,25**	**3,40**	CPH-UFMG, Brasil (Miranda et al., 2018a,b)
			
0,15	**0,37**	**1,00**	LH-IST, Portugal
			

No que se refere especificamente à configuração CC (Tabela 3), cujos canais de montante e de jusante estiveram alinhados em relação ao eixo longitudinal do reservatório, verificou-se que: (1) para a menor vazão (0,50 L/s para o CPH-UFMG e 0,15 L/s para o LH-IST), o padrão de escoamento foi simétrico e resultou na formação de dois grandes vórtices com sentidos de rotação opostos, um de cada lado do jato principal que, por sua vez, deslocou-se ao longo do eixo longitudinal; (2) para as duas maiores vazões (1,25 e 3,40 L/s para o CPH-UFMG e 0,37 e 1,00 L/s para o LH-IST), o padrão de escoamento foi assimétrico; os ensaios no reservatório brasileiro indicaram, para ambas as vazões, o desvio do jato principal em direção à parede lateral direita e a formação de um grande vórtice com sentido de rotação anti-horário, bem como a de um pequeno vórtice com sentido de rotação horário próximo da parede de montante, do lado direito; em contrapartida, verificou-se no reservatório português, para ambas as vazões, o desvio do jato principal em direção à parede lateral esquerda, o surgimento de um grande vórtice com sentido de rotação horário e a presença de dois vórtices secundários com sentido anti-horário a montante da bacia, um de cada lado.

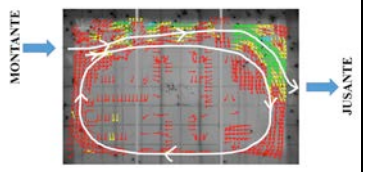
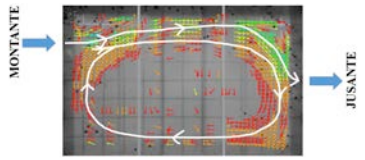
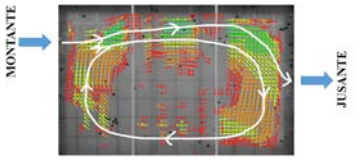
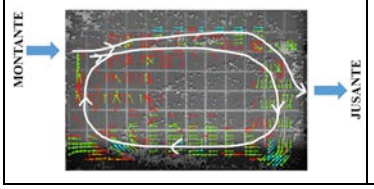
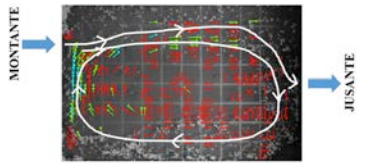
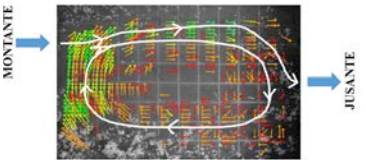
Inicialmente, suspeitou-se que pudesse haver influência do efeito de Coriolis, já que os experimentos foram realizados em países localizados em diferentes hemisférios. Por outro lado, o movimento de translação da massa líquida conforme verificado em laboratório foi exatamente o oposto do que se esperaria. Além disso, os resultados experimentais de Kantoush (2008), obtidos no hemisfério norte, indicaram um comportamento hidrodinâmico similar ao observado no reservatório do CPH-UFMG, situado no hemisfério sul, e distinto do reservatório do LH-IST, localizado também no hemisfério norte.

Tabela 4.- Campos de velocidade superficial para a configuração geométrica LL.

Vazão Q (L/s)			Referência
0,50	**1,25**	**3,40**	CPH-UFMG, Brasil (Miranda et al., 2018a,b)
			
0,15	**0,37**	**1,00**	LH-IST, Portugal
			

Segundo a Tabela 4, a qual corresponde à geometria LL, com os dois canais posicionados à esquerda do eixo longitudinal da bacia de testes, observou-se para todas as vazões de ambos os programas experimentais o desvio do jato principal em direção à parede lateral esquerda, assim como a formação de um grande vórtice com sentido de rotação horário.

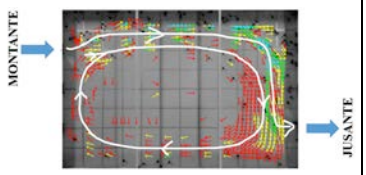
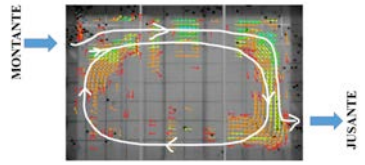
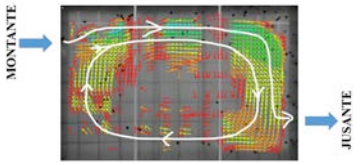
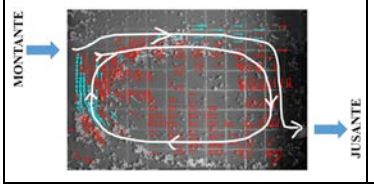
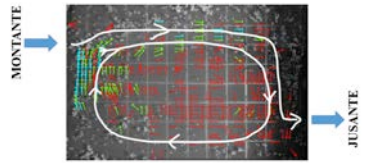
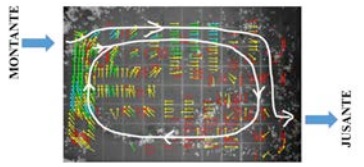
Tabela 5.- Campos de velocidade superficial para a configuração geométrica LC.

Vazão Q (L/s)			Referência
0,50	**1,25**	**3,40**	CPH-UFMG, Brasil (Miranda et al., 2018a,b)
			
0,15	**0,37**	**1,00**	LH-IST, Portugal
			

Com base na análise da Tabela 5, referente à configuração geométrica LC (com o canal de montante à esquerda e o de jusante paralelo ao eixo longitudunal da bacia), é possível observar a semelhança do padrão de escoamento observado, para todas as vazões e para ambos os reservatórios, em relação aos resultados obtidos para a geometria LL. Com efeito, notou-se também, no caso do tipo LC, haver desvio do jato principal em direção à parede lateral esquerda e a presença de um vórtice de grande proporção com sentido de rotação horário.

Tal constatação pode ser igualmente estendida à configuração geométrica LR (com o canal de montante à esquerda e o de jusante à direita do eixo longitudinal do reservatório), conforme observado na Tabela 6. O padrão de escoamento ora destacado aplica-se, da mesma forma, às três vazões de referência dos experimentos realizados no CPH-UFMG e no LH-IST.

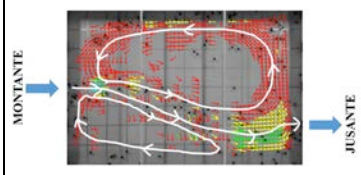
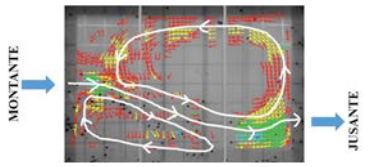
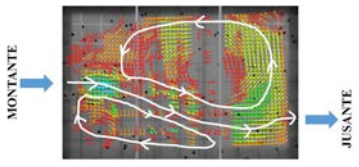
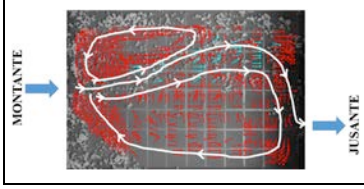
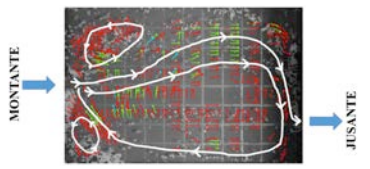
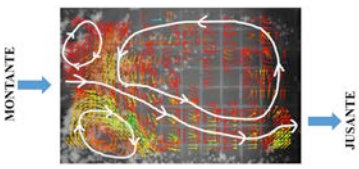
Tabela 6.- Campos de velocidade superficial para a configuração geométrica LR.

Vazão Q (L/s)			Referência
0,50	**1,25**	**3,40**	CPH-UFMG, Brasil (Miranda et al., 2018a,b)
			
0,15	**0,37**	**1,00**	LH-IST, Portugal
			

Portanto, verificou-se para os dois reservatórios de diferentes escalas (relação 1:2 entre eles) que, para a razão comprimento/largura (L/B) igual a 1,5, o padrão de escoamento pareceu ser controlado fundamentalmente pelo canal de montante, ainda que a vazão escoada e a profundidade do escoamento tenham sido alteradas de um experimento para o outro. Além disso, a literatura

preconiza a existência de um fenômeno denominado efeito Coanda, que corrobora com a observação anterior. O efeito em causa corresponde a um aumento na velocidade do escoamento ao longo do jato principal em seu lado mais próximo a uma parede lateral, no caso a esquerda, que resulta na diminuição da altura piezométrica local, na amplificação do desvio do referido jato e, consequentemente, na assimetria hidrodinâmica observada (Shapira et al., 1990; Dewals et al., 2008; Miranda et al., 2018a).

Tabela 7.- Campos de velocidade superficial para a configuração geométrica CR.

Vazão Q (L/s)			Referência
0,50	**1,25**	**3,40**	CPH-UFMG, Brasil (Miranda et al., 2018a,b)
			
0,15	**0,37**	**1,00**	LH-IST, Portugal
			

Por fim, com relação à configuração geométrica CR (Tabela 7), em que o canal de montante foi instalado na posição central e o de jusante à direita do eixo longitudinal do reservatório, verificou-se que o jato principal sofreu desvio para o lado direito, no caso das três vazões do CPH-UFMG e apenas para a maior vazão (1,00 L/s) do LH-IST. Entretanto, para as menores vazões do reservatório português (0,15 e 0,37 L/s), observou-se que a deflexão do jato principal ocorreu para o lado esquerdo. Enquanto naqueles casos houve a formação de um vórtice maior com sentido de rotação anti-horário, nestes o sentido de rotação do vórtice maior foi horário.

Cogita-se a possibilidade de que as baixas velocidades do escoamento associadas às menores vazões testadas no LH-IST tenham conduzido à ocorrência de um regime de escoamento distinto do que se observou para a maior vazão e para os ensaios realizados no CPH-UFMG. Regimes de escoamento distintos em função de diferentes vazões poderiam justificar a inversão do sentido de rotação do vórtice principal observado para a mesma geometria de um dado reservatório.

É relevante salientar que a hipótese de ter havido alguma anomalia durante os ensaios supramencionados é descartada, já que foram realizados, para cada geometria e para cada vazão, de 2 a 3 filmagens no caso do reservatório brasileiro e 5 filmagens no contexto dos ensaios em Portugal.

A Tabela 8 representa a caracterização do regime de escoamento baseada na determinação dos números de Froude e de Reynolds para todas as configurações geométricas dos dois programas experimentais e suas respectivas vazões de referência. Os dois parâmetros em causa foram determinados em uma seção transversal do canal de montante, com as respectivas velocidades média do escoamento calculadas a partir da equação da continuidade, já que se dispunha, para cada ensaio, de informações sobre a profundidade do escoamento e a área da seção molhada.

Para todos os cenários experimentais considerados nesse estudo, constata-se que o escoamento foi subcrítico e turbulento.

Tabela 8.- Caracterização do regime de escoamento segundo Froude e Reynolds.

Configuração geométrica	CPH-UFMG					LH-IST				
	Q	Fr_u^*	Regime	Re_u^{**}	Regime	Q	Fr_u^*	Regime	Re_u^{**}	Regime
	[L/s]	[-]		[-]		[L/s]	[-]		[-]	
CC	0,50	0,10	SUBCRÍTICO	2365	TURBULENTO	0,15	0,11	SUBCRÍTICO	1098	TURBULENTO
	1,25	0,09	SUBCRÍTICO	4093	TURBULENTO	0,37	0,10	SUBCRÍTICO	1784	TURBULENTO
	3,40	0,09	SUBCRÍTICO	7026	TURBULENTO	1,00	0,09	SUBCRÍTICO	2832	TURBULENTO
LL	0,50	0,12	SUBCRÍTICO	2482	TURBULENTO	0,15	0,11	SUBCRÍTICO	1098	TURBULENTO
	1,25	0,10	SUBCRÍTICO	4027	TURBULENTO	0,37	0,10	SUBCRÍTICO	1784	TURBULENTO
	3,40	0,10	SUBCRÍTICO	6819	TURBULENTO	1,00	0,09	SUBCRÍTICO	2832	TURBULENTO
LC	0,50	0,11	SUBCRÍTICO	2337	TURBULENTO	0,15	0,11	SUBCRÍTICO	1098	TURBULENTO
	1,25	0,10	SUBCRÍTICO	4101	TURBULENTO	0,37	0,10	SUBCRÍTICO	1784	TURBULENTO
	3,40	0,10	SUBCRÍTICO	6793	TURBULENTO	1,00	0,09	SUBCRÍTICO	2832	TURBULENTO
LR	0,50	0,10	SUBCRÍTICO	2302	TURBULENTO	0,15	0,11	SUBCRÍTICO	1098	TURBULENTO
	1,25	0,10	SUBCRÍTICO	3986	TURBULENTO	0,37	0,10	SUBCRÍTICO	1784	TURBULENTO
	3,40	0,09	SUBCRÍTICO	6633	TURBULENTO	1,00	0,09	SUBCRÍTICO	2832	TURBULENTO
CR	0,50	0,09	SUBCRÍTICO	2219	TURBULENTO	0,15	0,11	SUBCRÍTICO	1098	TURBULENTO
	1,25	0,09	SUBCRÍTICO	3853	TURBULENTO	0,37	0,10	SUBCRÍTICO	1784	TURBULENTO
	3,40	0,09	SUBCRÍTICO	6309	TURBULENTO	1,00	0,09	SUBCRÍTICO	2832	TURBULENTO

* Número de Froude calculado no canal de montante;
** Número de Reynolds calculado no canal de montante.

CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS

Apesar de os dois reservatórios retangulares terem sido construídos em diferentes escalas, constatou-se, globalmente, que os padrões de escoamento relativos às diferentes configurações geométricas avaliadas e suas vazões correspondentes são comparáveis. Para os tipos LL, LC e LR, em que o canal de montante manteve-se instalado na posição esquerda em relação ao eixo longitudinal da bacia de testes, observou-se adequada correspondência entre os resultados obtidos para cada par de vazões equiparáveis do reservatório do CPH-UFMG e o do LH-IST. De maneira geral, houve deflexão do jato principal rumo à parede lateral esquerda e aparecimento de um grande vórtice com sentido de rotação horário que se estendeu por quase toda a área de estudo. Para os 18 experimentos correlatos (três vazões para cada uma das três geometrias em dois diferentes reservatórios), pode-se asseverar que o comportamento hidrodinâmico adequa-se perfeitamente ao pressuposto pelo chamado efeito Coanda. O fenômeno em questão refere-se ao desvio do jato principal em direção à parede lateral mais próxima e à ocorrência de um padrão de escoamento assimétrico.

Em contrapartida, para as configurações geométricas em que o canal de montante foi acoplado à posição central (tipos CC e CR), notaram-se algumas distinções dos resultados alcançados nos reservatórios de diferentes escalas.

Primeiramente, no que diz respeito à geometria simétrica CC, ambos os programas experimentais foram congruentes na caracterização do padrão de escoamento para a menor vazão (0,50 L/s para o CPH-UFMG e 0,15 L/s para o LH-IST). Em outras palavras, observou-se um comportamento hidrodinâmico simétrico nos dois casos, traduzido pela formação de um par de vórtices de proporções equiparáveis. Já para as maiores vazões (1,25 e 3,40 L/s para o CPH-UFMG e as vazões correspondentes de 0,37 e 1,00 L/s para o LH-IST), verificou-se que o padrão de escoamento de um reservatório foi praticamente espelhado em relação ao do outro. Enquanto o desvio do jato lateral no reservatório brasileiro ocorreu para a direita, no caso do modelo português esse direcionamento deu-se para a esquerda. Tal distinção entre os padrões de escoamento verificada em reservatórios de diferentes escalas representa o foco de uma investigação que deve ser colocada em perspectiva para a sequência deste estudo. Outro aspecto de notável relevância para

pesquisa subsequente refere-se à comparação dos resultados experimentais obtidos para ambas as escalas com seus correspondentes advindos de modelação numérica bi e/ou tridimensional.

Concernente à geometria CR, houve convergência do padrão de escoamento obtido unicamente para a maior vazão (3,40 L/s para o CPH-UFMG e 1,00 L/s para o LH-IST), ao passo que a deflexão do jato lateral e o sentido de rotação dos vórtices identificados mostraram-se invertidos para as menores vazões de ambos os reservatórios (0,50 e 1,25 L/s para o CPH-UFMG e as vazões correspondentes de 0,15 e 0,37 L/s para o LH-IST). Acredita-se que tal inversão do sentido de rotação dos vórtices seja devido à distinção do regime de escoamento encontrado no interior do reservatório do LH-IST, para suas menores vazões, em relação às vazões correspondentes do reservatório do CPH-UFMG. Neste caso, a obtenção de valores instantâneos de velocidades em profundidade dentro dos reservatórios possibilitaria a adequada caracterização do regime de escoamento, sobretudo segundo Reynolds, e não apenas junto ao canal de montante.

Por fim, deve-se ainda frisar a importância deste tipo de estudo para a compreensão da relação entre os padrões de escoamento em água limpa e a deposição de sedimentos em reservatórios rasos, sobretudo quando avaliado em escala de laboratório. O entendimento claro dos principais fenômenos que intervêm nos processos físicos de sedimentação permitiria uma definição mais objetiva de critérios de projeto, do ponto de vista hidráulico. Dentre esse critérios, poderia ser levado em conta o interesse pela diminuição ou ampliação da capacidade de deposição de sedimentos de um dado reservatório, independente do fim a que se destina.

AGRADECIMENTOS

Os Autores gostariam de agradecer ao CNPq – Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico – pelo suporte financeiro da montagem do aparato experimental e aquisição de materiais de apoio utilizados no âmbito do CPH-UFMG, Brasil.

O primeiro autor agradece ainda o Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Minas Gerais (IFMG Campus Santa Luzia, Brasil) por sua colaboração com este trabalho e, em particular, a Fundação para Ciência e Tecnologia (FCT), pelo apoio financeiro durante sua permanência em Portugal, através do seu programa de financiamento PD/BD/135219/2017.

REFERÊNCIAS

Camnasio, E., Erpicum, S., Orsi, E., Pirotton, M., Schleiss, A., Dewals, B.J. (2013). "Coupling between flow and sediment deposition in rectangular shallow reservoirs". *J. Hydraul. Res.* 51(5), 535-547.

Chauvin, J.L. (1962). "Similitude des modèles de cours d'eau à fond mobile.". *Bulletin CREC* n.º 1 (Em francês), EDF, Chatou, França.

Dewals, B.J., Kantoush, S.A., Erpicum, S., Pirotton, M., Schleiss, A.J. (2008). "Experimental and numerical analysis of flow instabilities in rectangular shallow basins." *Environ. Fluid Mech.* 8(1), 31–54.

Dufresne, M., Dewals, B.J., Erpicum, S., Archambeau, P., Pirotton, M. (2010a). "Classification of flow patterns in rectangular shallow reservoirs." *J. Hydraul. Res.* 48(2), 197-204.

Dufresne, M., Dewals, B.J., Erpicum, S., Archambeau, P., Pirotton, M. (2010b). "Experimental investigation of flow patterns and sediment deposition in rectangular shallow reservoirs." *Int. J. Sediment Res.* 25(3), 258 - 270.

Ferrara V., Erpicum, S., Archambeau, P., Pirotton, M., Dewals, B.J. (2018). "Flow field in shallow reservoir with varying inlet and outlet position". *Journal of Hydraulic Research*, DOI: 10.1080/00221686.2017.1399937.

Jirka, G.H., Uijttewaal, W. S. J. (2004). "Shallow flows". *Proceedings of the International Symposium on Shallow Flows*, 4, 2004, Delft: Taylor & Francis.

Jodeau, M., Hauet, A. e Le Coz, J. (2013). "Fudaa-LSPIV 1.3.2 - Guide d'utilisation." EDF R&D, EDF DTG, Irstea, <https://forge.irstea.fr/projects/fudaa-lspiv/files> (Mar.10, 2018).

Kantoush, S.A. (2008). "*Experimental study on the influence of the geometry of shallow reservoirs on flow patterns and sedimentation by suspended sediments.*" EPFL, Lausanne, Suíça, Tese de doutorado 4048.

Miranda, D.A., Reis, A.M., Alves, E., Cardoso, A.H., Coelho, M.M.L.P. (2018a). "Experimental study of the influence of inlet and outlet conditions on the flow pattern of a rectangular shallow reservoir". *Proceedings of the International Symposium on Hydraulic Structures*, 7, 2018, Aachen.

Miranda, D.A., Reis, A.M., Coelho, M.M.L.P. (2018b). "Experimental and numerical investigation of the flow patterns in shallow rectangular reservoirs with symmetrically positioned inlet and outlet channels". *Revista Brasileira de Recursos Hídricos,* DOI: 10.1590/2318-0331.2318.2017.0125.

Shapira M, Degani D, Weihs D (1990). "Stability and existence of multiple solutions for viscous flow in suddenly enlarged channels." *Comput Fluids* 18(3):239-258.

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

ESTUDIO EXPERIMENTAL DE FORMAS DE FONDO GENERADAS POR FLUIDOS PSEUDOPLÁSTICOS EN CANALES

Cristóbal Traslaviña[1,2], Rodrigo Varas[1], Constanza Vasquez[1], Aldo Tamburrino[1,2]
[1] Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Chile.
[2] Advanced Mining Technology Center, Universidad de Chile, Chile,
cristobal.traslavina@gmail.com, rodrigo.varas@ug.uchile.com,
constanza.vasquezd@gmail.com, atamburr03@gmail.com

RESUMEN:

En este trabajo se presentan algunos resultados de un estudio experimental respecto a las características de las formas de fondo generadas en un lecho de material granular no cohesivo debido al flujo laminar supercrítico de un fluido pseudoplástico. La geometría del lecho deformado se determinó de manera no invasiva mediante la generación de dos planos de iluminación laser, los que al interceptar el lecho generan un par de líneas que se deforman al cambiar la morfología del fondo. Estos cambios son grabados y luego procesados, permitiendo conocer la amplitud y celeridad de las formas de fondo, así como también el gasto sólido. Dentro del rango experimental ensayado, se encuentra que el gasto sólido, escalado de tal manera de considerar los efectos viscosos, es función de una potencia del exceso de esfuerzo de corte y que la celeridad y amplitud decrecen con el número de Reynolds del flujo, modificado para considerar la naturaleza no newtoniana del fluido.

ABSTRACT:

Some results of an experimental study regarding the bedforms generated in a granular, non-cohesive bed due to the supercritical flow of a pseudoplastic fluid are presented in this paper. The bed geometry was determined by the interception of two laser sheets with the bed. The illuminating lines are distorted when the bed is deformed, allowing us to compute the amplitude and celerity of the bedforms, and the bedload. It was found that, in the experimental range tested, a dimensionless bedload, properly scaled to consider the viscous effects depends, on the power of the shear stress deficit, and that wave celerity and amplitude decrease with a modified Reynolds number.

PALABRAS CLAVES: Transporte Hidráulico de Sólidos, Fluidos no Newtonianos, Gasto Sólido de Fondo, Formas de Fondo.

INTRODUCCIÓN

La interacción entre un lecho granular no cohesivo y un fluido puede propiciar la aparición de ondas sedimentarias como dunas o rizos bajo ciertas condiciones. Estas formaciones se encuentran típicamente en cauces naturales con lechos de arena y en zonas costeras, modificando la geomorfología del terreno. Las formas de fondo también se pueden encontrar en procesos industriales y en la minería. Por ejemplo, el concentrado de cobre y los desechos de relave son transportados como una mezcla sólido – líquida en suspensión, pero en caso de accidentes o detenciones programadas, el material grueso tiende sedimentar, formando un lecho propenso a la aparición de formas de fondo cuando se reinicia el flujo. Las ondas sedimentarias no son deseables en estos sistemas porque obstaculizan el flujo y producen una pérdida de energía adicional (Tamburrino et al., 2016). En la minería también es común encontrar fluidos de reología no newtoniana, que habitualmente se generan de una mezcla de agua con material particulado fino.

Los fenómenos físicos asociados al transporte hidráulico de sólidos no han sido entendidos a cabalidad. Más aún, prácticamente no existen trabajos donde se investigue el efecto de la reología en el transporte de sedimentos. El objetivo de esta investigación es cuantificar experimentalmente el gasto sólido de fondo y algunas características geométricas de las formas de fondo generadas por el flujo de un fluido supercrítico pseudoplástico sobre un lecho granular no/cohesivo, utilizando una metodología no intrusiva para determinar la variación de la geometría del lecho en función del tiempo.

ANTECEDENTES

Los fluidos no newtonianos son aquellos donde la relación entre el esfuerzo de corte τ y la tasa de deformación angular $\dot{\gamma}$ es una función no lineal. En particular, un modelo de fluido pseudoplástico establece que para flujos uniformes bidimensionales $\tau = K\dot{\gamma}^n$, donde K se denomina índice de consistencia y n es el índice de flujo ($n < 1$). Estos fluidos tienen alta viscosidad, encontrándose frecuentemente en flujos en régimen laminar (Chhabra & Richardson, 2011). Burger et al. (2010) proponen una ley de resistencia que relaciona el factor de fricción de Fanning y un número de Reynolds para fluidos pseudoplásticos en régimen laminar, definido como:

$$Re = \frac{\rho v^{2-n} R_h^n}{2^{n-3} K} \qquad [1]$$

donde ρ es la densidad del fluido, v la velocidad media del flujo y R_h el radio hidráulico. Para una sección transversal rectangular, $f = 16.4/Re$, donde f es el factor de fricción. El flujo laminar se obtiene para números de Reynolds bajos. Haldenwang et al. (2010) proponen relaciones empíricas para determinar el Reynolds crítico, Re_c, a partir del cual se inicia la transición a flujo turbulento en canales, el que depende del número de Froude, Fr:

$$Re_c = 853{,}1 \left(\frac{\mu_{\dot{\gamma}=100s^{-1}}}{\mu_w}\right)^{-0{,}21} Fr + 1{,}263 \times 10^4 \left(\frac{\mu_{\dot{\gamma}=100s^{-1}}}{\mu_w}\right)^{-0{,}75} \qquad [2]$$

donde μ_w corresponde a la viscosidad del agua y $\mu_{\dot{\gamma}=100s^{-1}}$ es la viscosidad aparente para una deformación angular $\dot{\gamma}$ igual a 100 s^{-1}. El régimen de flujo es un factor importante en la aparición, desarrollo y migración de las formas de fondo. Diversos autores han propuesto modelos para estudiar la estabilidad de un lecho bajo la acción de un flujo laminar, identificando mecanismos estabilizantes y desestabilizantes (Valance & Langlois, 2005; Charru & Mouilleron-Arnould, 2002). Basados en observaciones experimentales, Charru & Hinch (2006), proponen un modelo donde los aumentos en la viscosidad del fluido producen la detención en el crecimiento de dunas.

Para que se generen formas de fondo en lechos granulares no cohesivos, al menos se necesita que el esfuerzo de corte sobre el fondo, τ, sea lo suficientemente grande para superar la condición de arrastre incipiente, caracterizada por el esfuerzo de corte crítico, τ_{*c}. Tamburrino et al. (2016) estudiaron teórica y experimentalmente el movimiento incipiente de partículas en flujos laminares de fluidos pseudoplásticos. Para ello, utilizaron un número de Reynolds de la partícula que incluye los índices de consistencia y flujo.

$$Re_{*p}^{K} = \frac{\rho {u_*}^{2-n} d_s^n}{K} \qquad [3]$$

donde u_* es la velocidad friccional y d_s el diámetro característico de las partículas del lecho. Obtuvieron como resultado que la condición de movimiento queda bien descrita por el diagrama de Shields, presentando una ecuación válida para $Re_{*p}^{K} < 1$:

$$\tau_{*c} = 0.1 {Re_{*p}^{K}}^{-0.2} \qquad [4]$$

Para estudios de ingeniería habitualmente se calcula el arrastre de sedimentos utilizando la ecuación de Meyer-Peter & Muller (1948), que relaciona el gasto sólido de fondo, q_s, con el exceso de esfuerzo de corte:

$$q_*^{tur} = \frac{q_s}{\sqrt{gRd_s^3}} = 8(\tau_* - \tau_{*c})^{\frac{3}{2}}, \qquad [5]$$

donde R es el peso específico sumergido del grano y $\tau_* = \tau/(\rho_s - \rho)gd_s$, el esfuerzo de corte adimensionalizado. El gasto sólido está escalado por un término inercial, que se utiliza cuando el régimen de flujo es turbulento. Para flujos laminares, esta escala no funciona adecuadamente (Garcés, 2017). Se han propuesto expresiones para estimar el gasto sólido de fondo bajo la acción de flujos laminares (Charru & Mouilleron-Arnould, 2002; Ouriemi, 2009), donde adimensionalizan el parámetro por un término viscoso siendo el gasto sólido adimensional (q_*^{vis}), definido como:

$$q_*^{vis} = \frac{q_s \mu_{eff}}{(\rho_s - \rho) g d_s^3} \qquad [6]$$

donde μ_{eff} es la viscosidad efectiva, ρ_s la densidad del sedimento (~ 2650 kg/m^3).

MONTAJE EXPERIMENTAL

La instalación experimental consiste en un canal de acrílico, de sección transversal rectangular de 360 centímetros de largo, 11.5 de ancho y 14 de alto, con pendiente i variable. Desde su extremo de aguas arriba recibe un flujo de caudal Q, que es recirculado en un circuito cerrado gracias a la acción una bomba centrífuga. El lecho granular es contenido dentro del canal por dos gradas triangulares de 3 centímetros de altura, colocadas cerca de ambos extremos del canal. Para los experimentos se utilizaron dos lechos de arena de cuarzo de granulometría uniforme, con distintos diámetros característicos.

Al centro del canal se ubica la zona de estudio donde se registran las formas de fondo generadas experimentalmente. Para esto se construyó una plataforma desmontable, compuesta por una cámara fotográfica Canon EOS REBEL T3i y dos láseres CivilLaser de potencia ajustable (máxima 300 mW) cuya luz emitida tiene una longitud de onda de 532 nm (verde). La cámara es colocada encima del canal con su eje de colimación inclinado respecto a la horizontal. Los láseres se colocan en posición vertical, separados a 1 cm de distancia en promedio, emitiendo dos rayos perpendiculares a la dirección del flujo, los que generan dos planos de iluminación al pasar por lentes cilíndricos. La zona es iluminada lateralmente por una hilera de luces LED instaladas detrás

de una placa de acrílico blanco, que tiene como función atenuar la luz verde emitida por los láseres (L1 y L2). En la Figura 1 se presenta un esquema de la instalación experimental donde se observa la disposición de la cámara y los láseres.

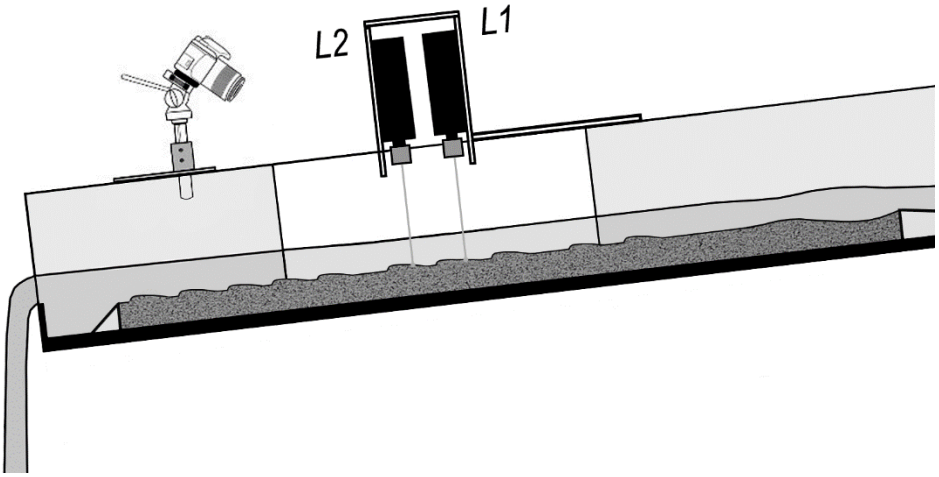


Figura 1.- Esquema de la instalación experimental.

METODOLOGÍA

Condiciones experimentales

Para generar los fluidos pseudoplásticos se utilizaron mezclas de agua con carboximetilcelulosa (CMC) en concentraciones cercanas a un 0.2% en peso. Las formas de fondo fueron generadas al someter el lecho granular, inicialmente plano, a la acción de un flujo con caudal constante. Los experimentos fueron registrados durante una hora, sacando fotos del lecho cada 5 segundos para obtener las principales características de las formas de fondo. En 7 de los 8 experimentos el flujo escurre con altura uniforme sobre la zona de estudio, en régimen laminar de acuerdo al criterio empírico de Haldenwang et al (2010). Las condiciones experimentales y los principales parámetros adimensionales se presentan en la Tabla 1.

Procesamiento de imágenes

Los planos de iluminación laser, al intersectar el fondo plano generan una línea recta de iluminación. Las formas de fondo distorsionan las líneas proyectadas, demarcando el contorno. A partir de la deformación captada por la cámara, se extrae la altura del lecho en la dirección transversal al flujo mediante un procesamiento digital de imágenes. En primer lugar, se recorta una sección de la fotografía que contenga la totalidad de las líneas emitidas por láseres (Figura 2).

Luego se calcula la intensidad de color en la imagen, guardando los pixeles en color verde para delimitar únicamente la forma de fondo. Posteriormente se aplican filtros estadísticos que eliminan los puntos alejados del promedio en la vertical, manteniendo solo el contorno de las ondas. También se utilizan interpolaciones lineales para rellenar posibles vacíos en el contorno extraído, producidos por la variación de la intensidad del láser.

Después de extraer el contorno de la línea de iluminación láser para cada fotografía, se obtiene como resultado la cota del lecho, en pixeles, a lo largo de la dirección transversal del canal, con información cada 0.5 milímetros. Cabe mencionar que la cota está referenciada con respecto a las dimensiones de la imagen, por lo cual, es necesario tomar una fotografía como referencia al inicio de cada experimento, con el lecho no deformado, para medir la cota inicial y determinar la

altura de las formas de fondo. Para transformar las mediciones desde pixeles a unidades de longitud se calibra tomando como referencia el ancho del canal, de longitud conocida.

Tabla 1.- Condiciones experimentales y parámetros adimensionales.

Experimento	1	2	3	4	5	6	7	8
d_s [mm]	0,33	0,33	0,33	0,33	0,18	0,18	0,18	0,18
Q [l/s]	0,75	0,60	1,19	1,42	1,78	0,62	0,70	1,31
i	0,018	0,033	0,013	0,013	0,009	0,022	0,027	0,013
K[Pa·s]	0,041	0,057	0,050	0,057	0,045	0,039	0,053	0,048
n	0,802	0,752	0,773	0,757	0,774	0,782	0,757	0,772
$\overline{h}$ [cm]	1,2	1,0	2,1	2,4	3,1	1,2	1.4	2,1
Fr	1,04	1,12	1,29	1,25	0,83	1,46	1.49	1,60
Re	1115	878	1650	1806	2050	1276	1178	2060
Re_c	2045	2006	2102	2025	2004	2476	2225	2299
Régimen	Laminar	Laminar	Laminar	Laminar	Transición	Laminar	Laminar	Laminar
Re_{*p}^K	1,14	1,10	0,97	0,97	0,51	0,80	0,63	0,62
τ_*	0,53	0,57	0,45	0,48	0,49	0,85	0,75	0,72

El paralaje de la cámara produce una subestimación de la altura medida. Además, la refracción de la luz al incidir sobre el flujo también distorsiona la medición. La corrección de estos efectos se hace usando la ley de Snell y mediante relaciones trigonométricas:

$$\frac{n_{CMC}}{n_{Aire}} = \frac{\sin(\theta_{CMC})}{\sin(\theta_{Aire})} \qquad [7]$$

$$H = h + \Delta h = h\frac{\tan(\theta_{CMC})}{\tan(\theta_{Aire})} \qquad [8]$$

donde n_i es el índice de refracción en el medio i, θ_i el ángulo incidente/refractado en el medio i, h la altura de la forma de fondo en la imagen registrada, Δh la corrección por refracción y paralaje y H la altura real de la forma de fondo. El resultado final del procesamiento es la altura del lecho, corregida por refracción y paralaje, respecto a su posición inicial. Esto equivale a dos matrices, una por cada láser, que contiene la información de la altura del lecho en la dirección transversal al flujo, en el tiempo $\eta(x,t)$.

Detección de formas de fondo

Para identificar las formas de fondo se analizó la altura del lecho para todos los elementos en la dirección transversal al flujo. Escogiendo un punto arbitrario, se observa que la altura medida aumenta y disminuye en el tiempo como respuesta al paso de una duna bajo el haz de luz emitido por cada láser. En general, las ondas sedimentarias generadas no son simétricas, por lo tanto, identificar el frente de las formas de fondo no es tarea sencilla.

Por cada punto de iluminación del láser x_i, se extrae la altura del lecho en función del tiempo $\eta(x_i,t)$. Las irregularidades en el perfil provocadas por las fluctuaciones del flujo y las variaciones repentinas de luz se limpian utilizando el filtro de Savitzky y Golay (1964), que suaviza la señal mediante ajustes polinómicos locales. Luego, para identificar las dunas se detectan los máximos locales de todos los perfiles y el tiempo en que ocurren. Algunos de los puntos encontrados representan pequeñas irregularidades en el lecho y no corresponden a formas de fondo, para evitarlos se establece que los picos menores al diámetro característico del sedimento sean

descartados. También se eliminan los máximos que no son identificados por ambos láseres. En la Figura 3 se presenta un ejemplo del perfil longitudinal de ambos láseres en el punto central del canal ($x_i = b/2$), donde los círculos corresponden a los máximos de cada forma de fondo.

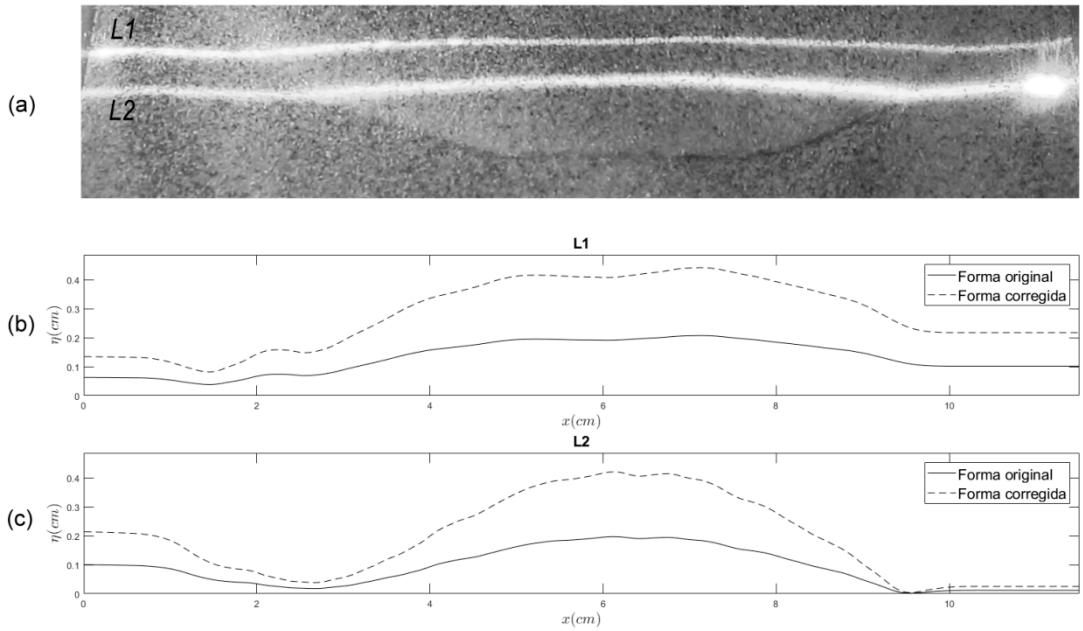


Figura 2.- Determinación del perfil transversal de las formas de fondo. (a) Registro original. (b) Cota del lecho obtenida a partir del láser L1. (c) Cota del lecho obtenida a partir del láser L2.

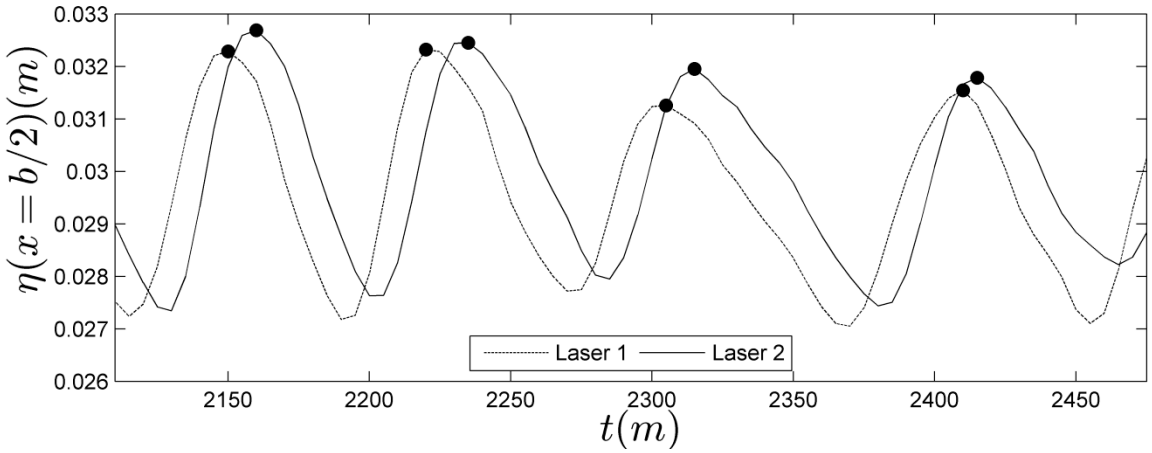


Figura 3.- Perfil longitudinal para identificar formas de fondo.

Celeridad y gasto sólido de fondo

El desfase entre ambas curvas de la Figura 3 se utiliza para calcular la velocidad de las ondas. Conociendo la distancia entre los perfiles transversales, ΔL, y el tiempo en que una duna pasa por cada línea de iluminación láser (t_{L1},t_{L2}), la celeridad es:

$$c = \frac{\Delta L}{t_{L2} - t_{L1}} \qquad [9]$$

El gasto sólido se puede cuantificar utilizando la ecuación de continuidad del gasto sólido de fondo, también conocida como ecuación de Exner. A partir de ella, el gasto sólido promedio puede calcularse como Garcés (2017):

$$\overline{q_s} = (1-p)c\,\overline{\eta} \qquad [10]$$

Donde q_s representa el gasto sólido de fondo, η es la altura de la duna, p la porosidad y $\overline{()}$ representa el promedio en la dirección longitudinal.

Para determinar la altura promedio de la duna, se identifica la cota más baja ubicada entre cada máximo, lo que también sirve para reconocer el área de la duna en movimiento y para separarlas entre sí. Luego, $\overline{\eta}$ se estima como la diferencia entre el punto máximo y los mínimos. Cabe recordar que este procedimiento se realiza para todos los puntos de cada láser, por lo tanto, se obtiene un mapa de la celeridad, alturas y gasto sólido en función de la posición x y el tiempo. En la Figura 4 se observa un ejemplo.

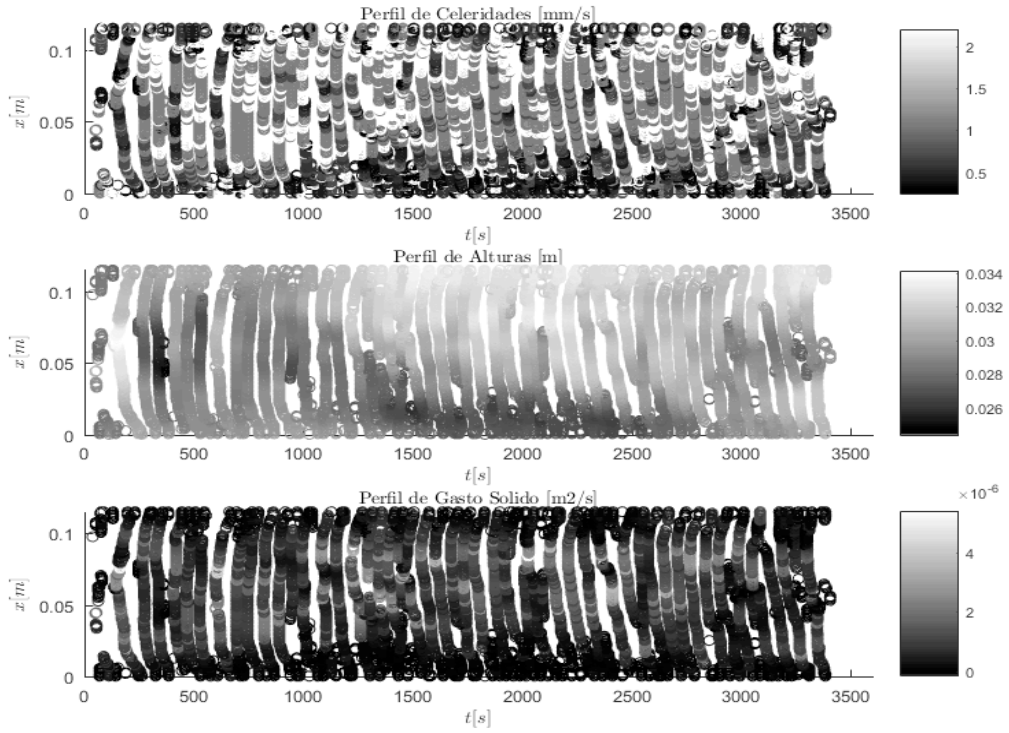


Figura 4.- Celeridad, altura y gasto sólido de las dunas identificadas.

Amplitud de onda

Como las ondas sedimentarias obtenidas no son simétricas, la amplitud no se puede determinar a partir de un solo perfil longitudinal, ya que el frente de la duna puede estar más cerca de una pared que del centro. Para soslayar este problema, se identifica el perfil transversal del lecho antes de que pase la forma de fondo y justo cuando alcanza su máximo. Luego se restan los perfiles entre ellos y se calcula la amplitud como el máximo.

RESULTADOS Y ANÁLISIS

Como resultado del presente estudio, se obtuvieron las principales características geométricas de las formas de fondo generadas por fluidos pseudoplásticos para dos lechos distintos. Gracias al sistema de medición no intrusivo, se puede obtener un registro tridimensional del lecho haciendo una transformación de coordenadas, $\Delta y = c\Delta t$, donde Δy es la intervalo entre los perfiles en la dirección longitudinal al flujo y Δt es el intervalo de tiempo entre cada imagen. En la Figura 5

se presentan dos imágenes tridimensionales de la forma del lecho para distintos momentos de un mismo experimento. Aquí se puede notar que el centro de gravedad de las dunas no siempre pasa por el centro del canal y que no son simétricas.

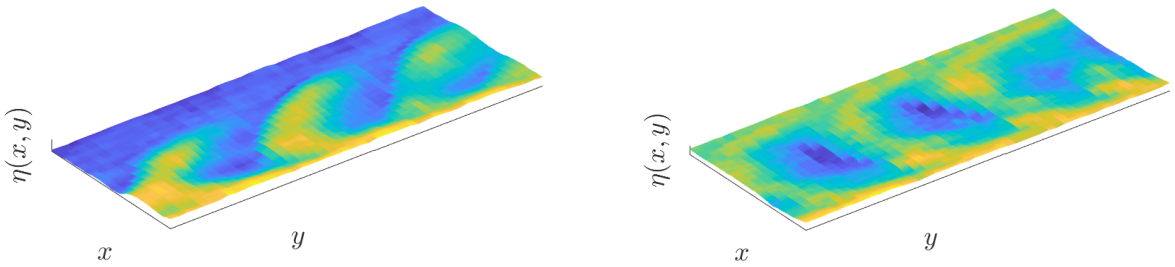


Figura 5.- Registro tridimensional de las formas de fondo.

Las características de las formas de fondo están influenciadas por el número de Reynolds. En general, cuando este parámetro es bajo, las ondas sedimentarias se caracterizan por tener un frente plano, curvándose en la cercanía de la pared. Para valores más altos, cerca de la transición a flujo turbulento, comúnmente se forman dunas irregulares, con frentes dobles o cargadas hacia una pared. Aunque se considera sólo experimentos en régimen laminar según el criterio de Haldenwang et al. (2010), la ley de resistencia propuesta por Burger et al. (2010) subestima el factor de fricción calculado en todos los experimentos donde se formaron ondas sedimentarias (círculos negros en la Figura 6). Este resultado se puede explicar por la presencia de ondas sedimentarias en el lecho que producen un aumento de la resistencia hidráulica, especialmente por el aumento de la superficie donde está actuando el esfuerzo de corte. En cambio, los diamantes blancos representan experimentos previos con partículas más gruesas, donde no se deformó el lecho para números de Reynolds similares. Estos puntos se acercan más a la relación de Burger et al. (2010).

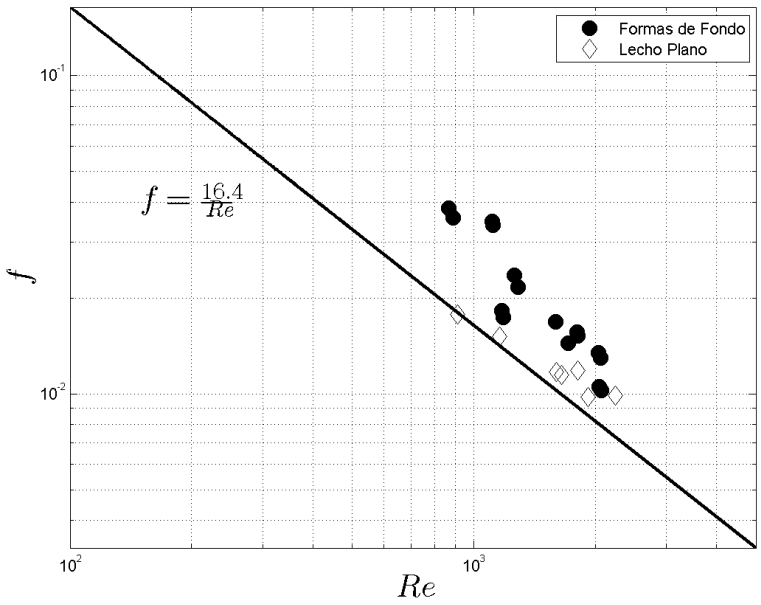


Figura 6.- Factor de fricción en función del número de Reynolds. La recta corresponde a la relación de Burger et al. (2010).

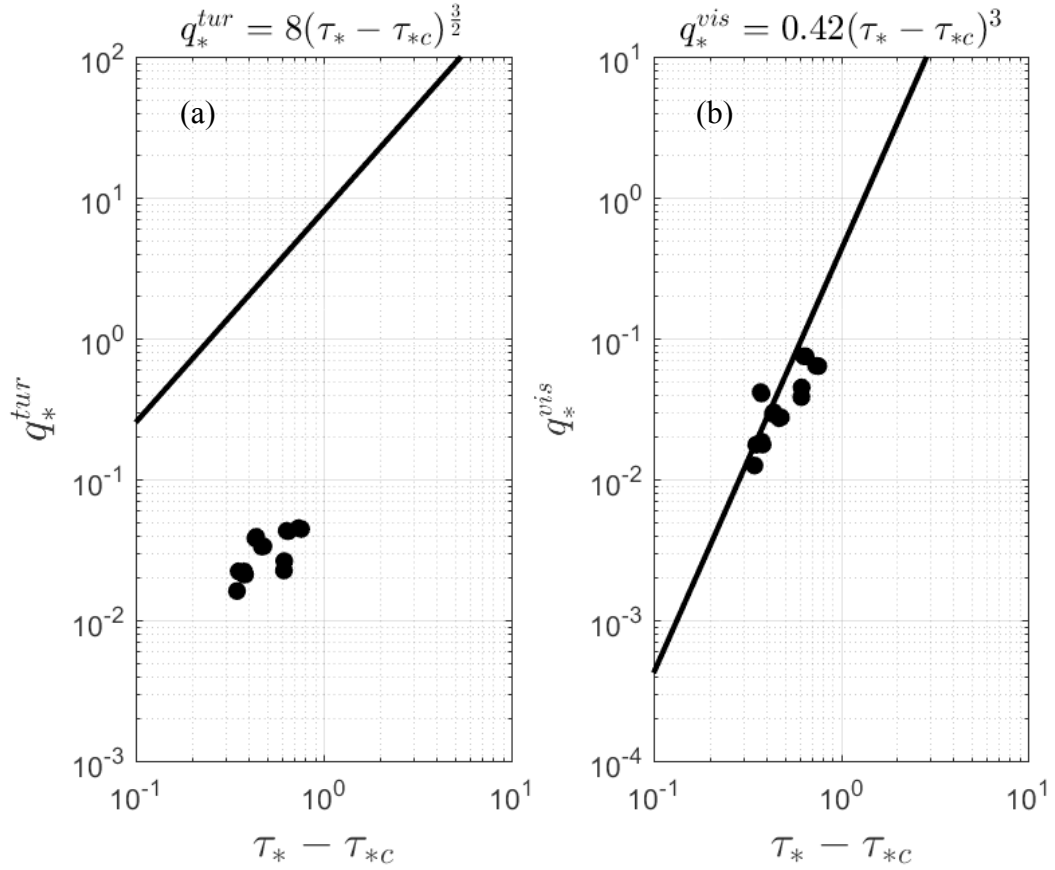


Figura 7.- Gasto sólido de fondo. Comparación de resultados con la ecuación de Meyer-Peter & Muller (1948) (a) y Charru & Mouilleron-Arnould (2002) (b).

En la Figura 7 se presenta el gasto sólido de fondo calculado en función del exceso de esfuerzo de corte. Las líneas gruesas representan las fórmulas de Meyer-Peter & Muller (1948) y Charru & Mouilleron-Arnould (2002). En la Figura 7(a) es posible apreciar que los datos experimentales se alejan sistemáticamente de la ecuación de Meyer-Peter & Muller (1948), la que sobrestima en más de un orden de magnitud los valores experimentales. En cambio, al considerar el efecto viscoso en el escalamiento del gasto sólido, los resultados tienden a colapsar con la expresión de Charru & Mouilleron-Arnould (2002), como se puede ver en la Figura 7(b). La viscosidad efectiva se calcula para satisfacer la relación $Re = \rho v 4R_h/\mu_{eff}$, por lo tanto:

$$\mu_{eff} = K\left(\frac{2v}{R_h}\right)^n \qquad [11]$$

De esta forma, el adimensional q_*^{vis} incorpora la reología del fluido en el análisis

En la Figura 8 se presenta la celeridad relativa de las formas de fondo, c/v, en función del número de Reynolds. Se puede ver que, en promedio, la celeridad de las ondas es tres órdenes de magnitud más lenta que la velocidad del flujo. También se observa que a mayor número de Reynolds, la celeridad relativa disminuye. Por otra parte, la amplitud relativa de las dunas, A/h, también tiende a decrecer con el aumento del número de Reynolds (ver Figura 9). La amplitud promedio de las dunas se encuentra entre un 5 y un 30% de la altura media del flujo. El tamaño es suficientemente pequeño para no afectar la superficie libre.

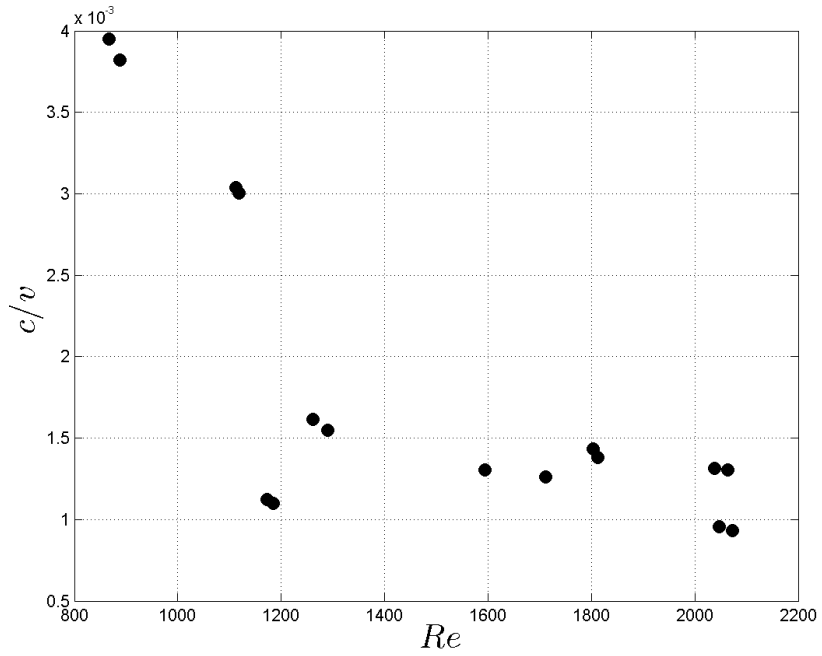


Figura 8.- Celeridad relativa de las formas de fondo en función del número de Reynolds.

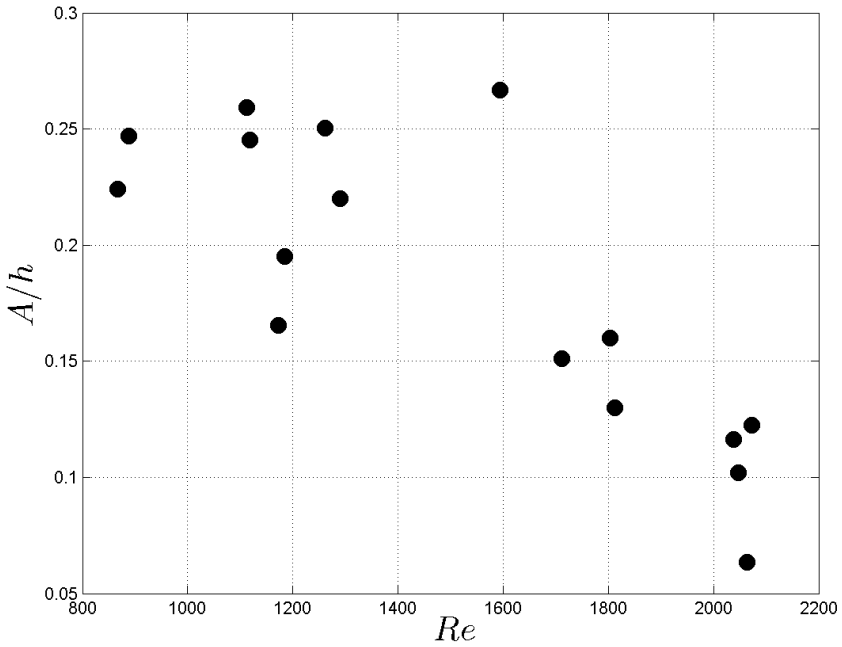


Figura 9.- Amplitud relativa de las formas de fondo en función del número de Reynolds.

CONCLUSIONES

En este trabajo se reportan algunos resultados obtenidos de un estudio experimental respecto a las formas de fondo generadas por un flujo laminar supercrítico de un fluido tipo ley de potencia en un lecho granular no cohesivo. Se implementó un sistema de medición no intrusivo consistente en la generación de dos líneas de iluminación laser, las que se distorsionan con la deformación del lecho. Mediante simples relaciones trigonométricas, dicha distorsión se relaciona con la geometría de las formas de fondo.

Se encuentra que un adecuado escalamiento del gasto sólido debe incorporar la viscosidad efectiva del fluido, logrando así un buen ajuste de los datos experimentales con la relación propuesta por Charru & Mouilleron-Arnold (2002) para transporte de fondo en flujos laminares de fluidos newtonianos. Se obtuvo que, dentro del rango experimental ensayado, la celeridad y amplitud adimensionales de las formas de fondo decrecen con el número de Reynolds del flujo.

El factor de fricción determinado en estas experiencias es mayor que el reportado por Burger et al. (2010) para fluidos pseudoplásticos con lecho fijo, lo que concuerda con el hecho que la deformación del lecho introduce una mayor superficie de roce entre el fluido y el lecho del canal.

REFERENCIAS

Burger, J., Haldenwang, R., & Alderman, N. (2010). "Friction factor-Reynolds number relationship for laminar flow of non-Newtonian fluids in open channels of different cross-sectional shapes". *Chemical Engineering Science*, *65*(11), 3549-3556.

Charru, F. (2006). Selection of the ripple length on a granular bed sheared by a liquid flow. Physics of fluids, 18(12), 121508.

Charru, F., & Hinch, E. J. (2006). Ripple formation on a particle bed sheared by a viscous liquid. Part 1. Steady flow. Journal of Fluid Mechanics, 550, 111-121.

Charru, F., & Mouilleron-Arnould, H. (2002). Instability of a bed of particles sheared by a viscous flow. Journal of Fluid Mechanics, 452, 303-323.

Chhabra, R. P., & Richardson, J. F. (2011). *Non-Newtonian flow and applied rheology: engineering applications*. Butterworth-Heinemann.

Garcés, A. (2017). Características de formas de fondo generadas en un ducto a presión debido al flujo en régimen laminar de un fluido pseudoplástico. *Tesis para optar al titulo de ingeniero civil. Universidad de Chile.*

Haldenwang, R., Slatter, P. T., & Chhabra, R. P. (2010). An experimental study of non-Newtonian fluid flow in rectangular flumes in laminar, transition and turbulent flow regimes. Journal of the South African Institution of Civil Engineering= Joernaal van die Suid-Afrikaanse Instituut van Siviele Ingenieurswese, 52(1), 11-19.

Meyer-Peter, E., & Müller, R. (1948). Formulas for bed-load transport. International Association for Hydraulic Structures Research. 2nd meeting, Stockholm.

Ouriemi, M., Aussillous, P., & Guazzelli, E. (2009). Sediment dynamics. Part 1. Bed-load transport by laminar shearing flows. Journal of Fluid Mechanics, 636, 295-319.

Savitzky, A., & Golay, M. J. (1964). Smoothing and differentiation of data by simplified least squares procedures. Analytical chemistry, 36(8), 1627-1639.

Tamburrino, A., Carrillo, D., Negrete, F., & Ihle, C. F. (2016). Critical shear stress for incipient motion of non-cohesive particles in open□channel flows of pseudoplastic fluids. *The Canadian Journal of Chemical Engineering*, *94*(6), 1084-1091.

Valance, A., & Langlois, V. (2005). Ripple formation over a sand bed submitted to a laminar shear flow. The European Physical Journal B-Condensed Matter and Complex Systems, 43(2), 283-294.

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

SELECCIÓN AUTOMATIZADA DE EQUIPOS DE BOMBEO USANDO EL SOFTWARE EPANET

Lismary Pérez [1] -Erimar Pedraza [1] -Wilmer Barreto [1,2] -Luis Mora [3]
[1] Universidad Lisandro Alvarado - Decanato de Ingeniería Civil, Barquisimeto – Venezuela
[2] Universidad Católica de Temuco, Dpto. de Obras Civiles - Chile
[3] Universidad de Los Andes, CIDIAT, Mérida - Venezuela

RESUMEN:

El presente trabajo presenta el desarrollo de la herramienta denominada "PUMPS" la cual fue integrada al software EPANET 2.0, facilitando la selección automatizada de equipos de bombeo para redes de distribución de agua potable. La elaboración de dicha herramienta se basa los principios teórico-prácticos para la selección de sistemas por bombeo, para lo cual se desarrollaron algoritmos que permitieron la creación de una base datos, la obtención de los requerimientos mínimos de diseño, la interpolación gráfica o ajuste de las curvas características de las bombas, el chequeo de cavitación de los equipos, y finalmente la pre-selección de bombas en función de su caudal, eficiencia y/o potencia. La herramienta desarrollada fue evaluada sobre dos casos de estudio, lográndose demostrar que la herramienta es de fácil uso y permite una selección optimizada del equipo de bombeo.

ABSTRACT:

This research work consisted in the development of the tool "PUMPS" which was integrated into the EPANET 2.0 software, facilitating the automated selection of pumping equipment for drinking water distribution networks. The development of this tool is based on the theoretical-practical principles of pumping systems, for which algorithms were developed that allowed the creation of a data base, the obtaining of the minimum design requirements, the graphic interpolation or adjustment of the characteristic curves. of the pumps, the cavitation check of the equipment, and finally the pre-selection of pumps according to their flow, efficiency and/or power. The developed tool was evaluated on two case studies, it was prove that the tool is user friendly and allowed to select and optimized pump from a list.

PALABRAS CLAVES: Selección, bombas, simulación hidráulica, informática.

INTRODUCCIÓN

El proceso de análisis y selección de sistemas de tuberías que incorporan bombeos es complejo, requiriendo en alto grado de la intervención y dedicación de quien funge como diseñador. Esto puede consumir grandes cantidades de horas hombre y computador, lo cual induce altos costos para el diseño y optimización manual del sistema bomba-tubería. Esta situación genera la necesidad de desarrollar herramientas informáticas que permitan la evaluación y diseño de este complejo tipo de problemas que involucran equipos de bombeo. Entre las herramientas informáticas que facilitan el análisis de la interacción de sistemas bomba-tubería se encuentra EPANET, el cual es un software que permite realizar análisis hidráulicos a partir de las características físicas y dinámicas de las tuberías y los nodos para obtener presión y caudales respectivamente, así mismo permite el análisis de calidad de agua a través del cual es posible determinar el tiempo de viaje y la velocidad del fluido de las fuentes hasta los nodos del sistema (ROSSMAN, 2011). Adicionalmente EPANET, por ser de código abierto, permite la incorporación de nuevos algoritmos que permiten incrementar las potencialidades del mismo (Santos y Keppler, 2017).

Si bien EPANET es poderoso para el cálculo hidráulico, este no cuenta con una base de datos integrada para la selección automatizada de dichos equipos de bombeo. En torno a esta limitación, el presente trabajo tiene como propósito el complementar el software, mediante la inserción de un menú denominado "PUMS", e integrado al software EPANET. Esta herramienta ha sido diseñada y codificada con algoritmos que permiten seleccionar las bombas que mejor se ajusten a las necesidades existentes según las condiciones de la red, tomando en cuenta las limitaciones de caudal, presión y chequeo de la cavitación mediante el valor de la presión neta de succión positiva (NPSH).

Por otro lado, aunque se encuentran algunas propuestas comerciales y software share-ware sus modelos para la estimación de curvas de carga del sistema son relativamente simplificados y no contemplan la complejidad de casos que pudieran existir en un Sistema de Abastecimiento de Agua Potable, fortaleza que está presente en EPANET y que justifica el acoplamiento de la extensión desarrollada al modelo.

METODOLOGÍA

El desarrollo de la herramienta complementaria de EPANET, se logró a través de los siguientes procesos:

Digitalización de una base de datos. Este proceso se basó en tres tareas específicas:

- Selección de catálogos de equipos de bombeo comerciales, tanto a nivel regional, nacional e internacional.
- A partir de los catálogos de marcas comerciales, se seleccionaron puntos distribuidos sobre las curvas características de los equipos descritos en dichos catálogos, (curva Altura Vs Caudal, la curva Eficiencia vs. Caudal y la curva NPSH vs. Caudal).
- Posteriormente se procedió a la digitalización de las mismas, empleando la herramienta AutoCAD 2D mediante la inserción de las imágenes en formato PDF de los catálogos de bombas, los cuales posteriormente se escalaron en los ejes de las abscisas y las ordenadas, exportando al software Excel las lecturas de Altura Vs Caudal, Eficiencia Vs Caudal y NPSH Vs Caudal, correspondientes a cada modelo de bomba (Figura 1), para finalmente conformar una base de datos en formato ASCII para la representación de dichas curvas. Cabe destacar que fueron seleccionados más de 600 modelos de equipos de bombeo para la conformación de dicha base de datos.

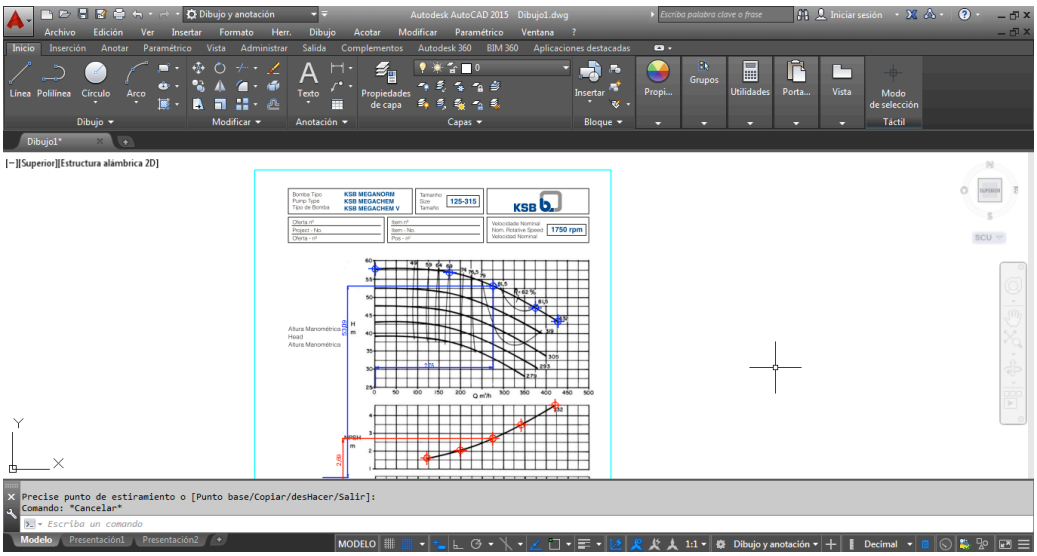


Figura 1.- Uso del software AutoCad 2D.

Diseño de algoritmos. Dentro de los algoritmos que se desarrollaron para la estructuración de la aplicación se pueden enumerar seis principalmente:

- Un algoritmo que permite cargar el catálogo seleccionado por el usuario clasificado según la marca comercial.
- Un algoritmo que procesa los requerimientos mínimos de diseño de la red a modelar, permitiendo el descarte de los equipos que no cumplan con ellos.
- Un algoritmo que permite verificar si la carga de succión neta positiva disponible es mayor a la requerida por el fabricante, así como chequear las presiones negativas en el resto de la red.
- Un algoritmo que permite generar la curva de carga del sistema y presentarla de forma gráfica.
- Un algoritmo para graficar las curvas características del sistema de bombeo, con el fin de mostrar el punto de operación.
- Un algoritmo que presenta los equipos pre-seleccionadas, facilitando el descarte de equipos en función de su caudal, rendimiento, potencia y velocidad nominal, esto mediante el uso de filtros.

Codificación. Para lograr el desarrollo de una interfaz amigable para los usuarios, se empleó el sotware Delphi 7.0, por ser la herramienta original de programación orientada a objetos en la cual esta codificado el EPANET. Esta permite el manejo de una gran variedad de componentes facilitándole al usuario la posibilidad de ingresar de forma detallada los requerimientos mínimos a ser usados en el descarte de equipos. Para la codificación como parte del proceso de diseño y elaboración de la herramienta PUMS se hizo fundamental el estudio del código fuente de EPANET se inició con la descarga del "Source Code" del software EPANET 2.0 desde sitio Web de la US-EPA donde se encuentra contenido el archivo "Components" que constituyen los componentes personalizados de Delphi, los cuales deben estar instalados en la paleta de componentes del IDE. Fue necesario ademas revisar y comprender la codificación contenida tanto en algunos de los formularios principales de esta aplicación como en otros formularios que son empleados para obtener información específica del usuario, tales como: MainForm (Fmain.pas), SimulationForm (Fsimul.pas), EnergyForm (Fenergy.pas) entre otros. Los procedimientos y funciones que controlan el funcionamiento de los formularios anteriormente mencionados se encuentran en unidades codificadas en lenguaje Pascal. Es de hacer notar que estas unidades existentes no fueron modificas o solo sufrieron pequeñas modificaciones, esto con la finalidad de colocar la nueva herramienta los más independiente posible del código original.

Haciendo uso de la herramienta Borland Delphi, Version 7, se escribieron los algoritmos previamente planteados en forma de código para lo cual se agregaron tres unidades con la extensión pas al proyecto epanet2w.dpr, esto de forma tal que los mismos quedan integrados al EPANET sin mayor esfuerzo al momento de la compilación del software, cuyo contenido se presenta a continuación:

- **Unidad Configuracion.pas**: esta unidad contiene un formulario dotado de componentes con los que se controla los datos ingresados por el usuario referentes a las condiciones locales, requerimientos de diseño, catálogos suministrados y características del sistema de bombeo, adicionalmente cuenta con una barra de herramientas y un botón para iniciar la simulación. En esta última se desarrollaron setecientas sesenta y cuatro (764) líneas de código las cuales contienen dos (02) funciones y veintisiete (25) procedimientos que van desde lo más sencillo a los más complejos. Destacan el "Form Activate" en el cual, se leen el sistema de unidades del caudal establecidas por el usuario a fin de hacer las respectivas conversiones, así mismo obtiene la cantidad de bombas y nudos existentes en la red. Otro de los procedimientos escritos en esta unidad es el correspondiente al botón analizar ("BanalizarClick"), donde ocurren una serie de llamados a funciones y procedimientos pertenecientes a otras unidades, tales como el "Insert_Pump" y "Insert_Efic" que se encargan de insertar al formulario Browser las curvas "0" y "0E" de altura y eficiencia del equipo de bombeo respectivamente, sobre estas "plantillas" se prueban en tiempo de ejecución los distintos modelos de bombas que se encuentras en los catálogos seleccionados y realiza el llamado al "SelectCatalogo" que es el encargado de extraer la información de los archivos ASCII que conforman la base datos, verificando si se cumplen con los pre- requisitos del usuario y si la simulación arroja un resultado exitoso, en cuyo caso se comprueba si existe cavitación en la succión del equipo u otro punto de la red de tuberías.

- **Unidad Procedimientos.pas**: Esta unidad no contiene formularios asociados ya que las operaciones allí descritas no son mostradas al usuario durante el desarrollo del análisis, dentro de las funciones más relevantes se encuentran la "GetFirstV" y "GetNextV" las cuales se encargan de dividir una cadena de caracteres separada por tabulaciones para extraer los valores referentes a caudal, altura, eficiencia y NPSHr, otra de las funciones es la de "Encontrar_Alt", en ella se ubican dentro de los puntos de la curva característica el rango a interpolar, haciendo uso a su vez de la función "interpolación_Graf" quien se encarga de realizar una interpolación polinómica en la forma de Polinomio de Lagrange de tercer grado para el caso de la curva de la altura de impulsión, de segundo grado para la curva de rendimiento y una interpolación lineal para el NPSHr.

- **Unidad Resultados.pas:** a ella está asociado el formulario de resultados y está compuesta por mil cuatrocientos sesenta y nueve (1469) líneas de código donde se describen veintisiete (27) procedimientos y una (01) función llamada "Curva_Sistema", en ella se realizan los cálculos, simulaciones y lecturas correspondientes sobre el nudo de succión y descarga respectivo al sistema de bombeo a fin de construir de forma gráfica la curva resistente, adicionalmente en el formulario existen componentes que permiten al usuario navegar sobre los resultados asociados a cada uno de los modelos pre-seleccionados y realizar descartes de distintos tipos, simplificando así la selección final del modelo.

El código generado consta de un formulario principal para el ingreso de datos por parte del usuario y otro para mostrar los resultados obtenidos después de la simulación, también tres unidades que contienen todos los algoritmos desarrollados y sus constantes, su interfaz gráfica está conformada por un sub menú en el cual aparecen las opciones de "Selection" y "Results" respectivamente. Este Menú (ver figura 2) permite navegar entre los formularios de selección y resultados una vez se haya realizado una simulación, sin perder la información allí contenida.

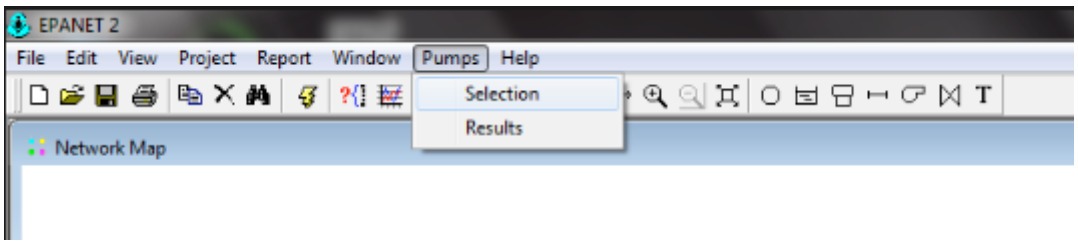


Figura 2.- Menú Pumps integrada al software EPANET 2.0.

ESTUDIO DE CASO Y RESULTADOS

Con el propósito de demostrar la funcionalidad del menú "PUMPS" integrado al software EPANET 2.0, se modelaron varios estudios de caso para la selección de equipos de bombeo, pudiéndose comprobar la eficacia, y el fácil manejo de la herramienta, dado que resulta amigable para el usuario la inserción de los datos de entrada en el formulario principal, así como la interpretación de los resultados obtenidos mediante el análisis.

Uno de los casos de estudio corresponde a un ejercicio teórico plasmado en el libro "Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados" Cualla R. (1995), el mismo consta de un pozo cuyo nivel mínimo de agua está ubicado a 96 msnm, desde allí se debe bombear un caudal de 22 lps hasta un depósito ubicado en la cota 138 msnm. La bomba empleada se sitúa en la cota 100 msnm (Succión Negativa) conectada por medio de una tubería de PVC (Rugosidad 150 mm) con diámetro de succión de 0.203m y diámetro de impulsión de 0.152 m. Las condiciones locales de la estación de bombeo son las siguientes: Temperatura del agua 15 °C y Altura de 2600 msnm. Para construir el modelo conceptual a simular (Figura 3). Fue necesario representar la presión atmosférica local (7.21 m) modificando la altura dinámica del pozo a 103.21 m e igualmente se realizó para la energía en el reservorio final (145.21 m). Para ilustrar la buena operación de la herramienta, en cuanto a la verificación por cavitación, se modificó la cota de la bomba hasta 107 msnm, esto con el fin de visualizar las condiciones de NPSH que presentan los equipos que cavitan. La herramienta "PUMPS" proporciona como resultado una gama de bombas que satisfacen las condiciones de la red simulada, separadas en dos conjuntos según la condición de cavitación.

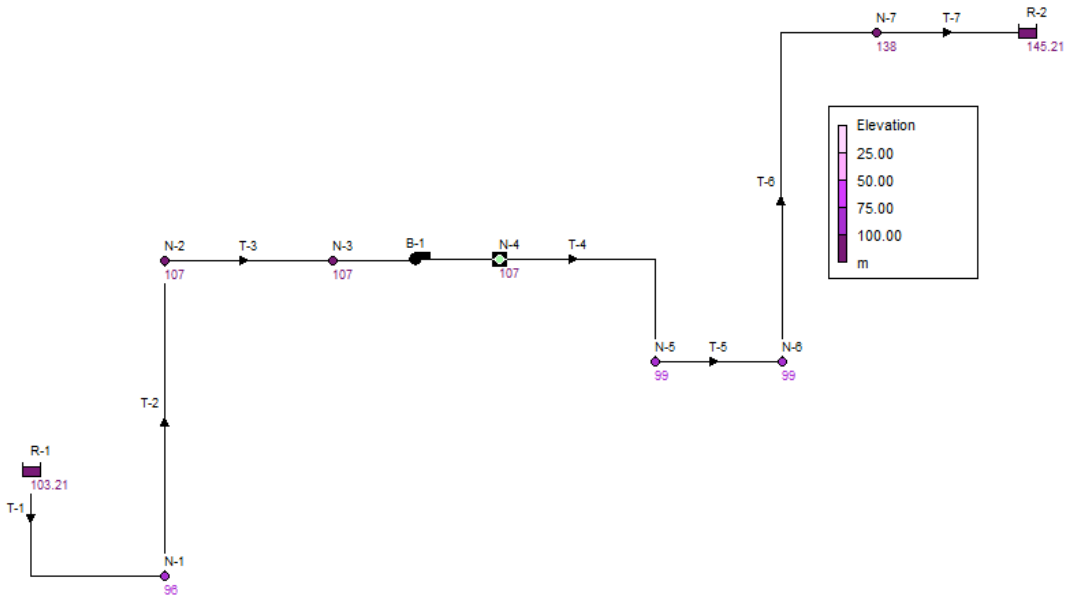


Figura 3.- Red modelada en EPANET 2.0.

Una vez iniciada la simulación, una barra de progreso indica el tiempo aproximado de ejecución, mostrándose seguidamente en pantalla el formulario de "Resultados", donde se presenta la gama de las bombas que cumplen con los criterios exigidos en la selección y las que no cumplen pero podrían hacerlo si son modificados algunos parámetros de la red. Entre la información que se muestra como resultados se encuentra el fabricante, constituida principalmente por las curvas características del equipo, punto de funcionamiento donde se observa los valores de caudal, altura, y NPSH disponible, esto cuando el fabricante proporcione la curva NPSH requerido. Adicionalmente se muestra el reporte de energía consumida y las gráficas (H vs. Q; E Vs. Q; NPSHr vs. Q) del sistema de bombas.

Los resultados obtenidos de la simulación realizada se muestran en la Figura 4, donde en principio se obtuvo un total de ciento treinta (138) modelos de equipos disponibles que logran bombear un caudal mayor a 0 lps, de los cuales noventa (90) presenta fallas por cavitación, esto cuando se incrementa la cota de la bomba de 100 a 107 msnm, demostrando que la herramienta distingue los modelos de bomba que presentan cavitación y los que no, siendo el NPHS requerido crucial en el proceso de selección de las bombas e imprescindible al momento de tomar la decisión en cuanto a la ubicación altimétrica de las estaciones de bombeo (Méndez M, 1995). Por otro lado, el mantener las condiciones originales del ejemplo original, cuya cota del nodo de la bomba estaba ubicada a los 100 msnm, los 90 equipos que habían sido descartados habrían cumplido los requerimientos.

Mediante un clic sobre el nombre del equipo de bombeo, se puede actualizar las tablas y los gráficos que muestran los resultados para ese equipo. Mostrando en forma automatizada la tabla con los valores de caudal (Q), altura de bombeo (H), eficiencia y NPSH requerido según fabricante. También se muestra en forma gráfica el punto de operación, se construye la curva de carga del sistema en forma automática y se intersecta con la curva de bombeo proporcionada por el fabricante. Estas curvas son construidas mediante interpolaciones de Lagrange con exponente cubico y no se emplea el resultado de EPANET, el cual trabaja en forma lineal al interpolar en la curva de bombeo. Esto proporciona una precisión extra al cómputo del punto de operación de la bomba. Igualmente se puede observar la eficiencia de operación, el NPSH requerido y los consumos energéticos.

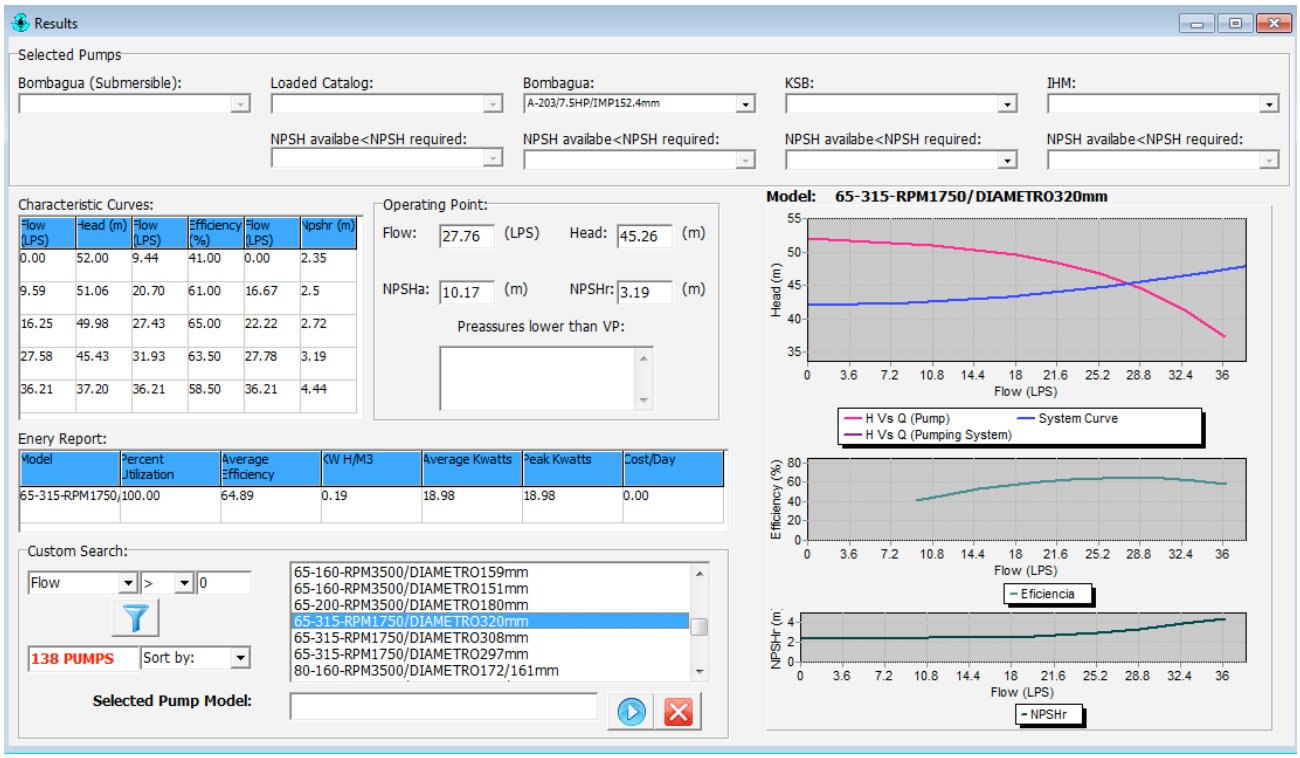


Figura 4.- Formulario de resultados.

Dado que se requiere que el sistema de bombeo aporte un caudal de 22 lps, se hace necesario descartar setenta y un (71) modelos que no cumplen con este requerimiento, reduciendo la selección previa a sesenta y siete (67) equipos. Esto se logra mediante el uso de filtros dispuestos en la herramienta "PUMPS", al colocar 22 lps en la barra inferior se descartan de la lista los 71 equipos previamente seleccionados y que bombean un caudal inferior a 22 lps. Como aun el número de equipos es alto para el manejo, se puede emplear otro filtro incorporado que consiste en ordenar los equipos seleccionados. Estos pueden ser ordenados por criterios como caudal, altura, eficiencia, potencia, etc. Para el caso en estudio fueron ordenados en función a la potencia consumida, permitiendo observar que los equipos de mayor consumo a su vez presentaban caudales de operación excesivamente grandes con respecto al requerido. Esto permitió descartar los equipos sobredimensionados y que corresponden a una mayor potencia nominal, ocasionando a su vez incrementos tanto en los costos de adquisición como a los costos de operación. (Figura 5). Los equipos seleccionados por la herramienta cumplen con los requerimientos del sistema en base a las necesidades configuradas por el usuario, recordando que la correcta selección radica en las condiciones en que trabajara la bomba (Comisión Nacional del Agua México, 2009). Adicionalmente la herramienta brinda en el formulario de resultados, la facilidad de filtrar y ordenar las bombas pre-seleccionadas, basándose en los criterios de caudal, eficiencia o potencia del equipo según preferencia del usuario.

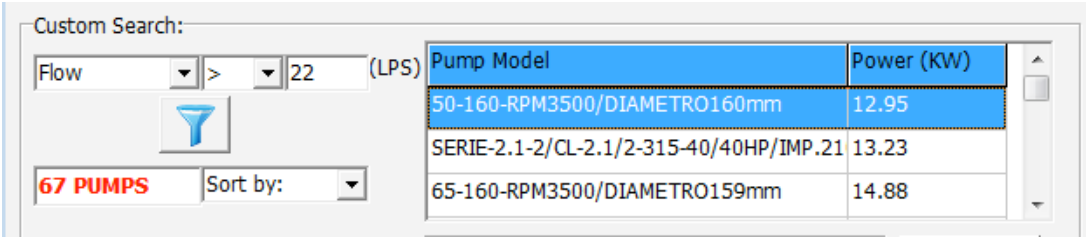


Figura 5.- Herramienta filtrar.

Otro caso de estudio, esta vez con bombas en acople, correspondió a un caso real perteneciente al sistema de abastecimiento del complejo agroindustrial ubicado en la población de La Vigía en Quibor, Municipio Jiménez, Estado Lara-Venezuela. Este consta de una bomba vertical serie Fairbanks-Morse colocada en un pozo cuyo espejo de agua se encuentra en a 547 msnm, su propósito es el de transportar el fluido hasta un tanque que cuenta con una capacidad de 1.000.000 de litros y una cota de 674 msnm, el mismo surte al complejo agroindustrial para los fines de riego. Con el fin de aprovechar el máximo caudal que puede extraer la bomba de pozo se plantea la siguiente solución que consiste en la construcción de dos estaciones de re-bombeo, de modo tal que la bomba solo extraiga hasta la superficie, a partir de allí la estación de re-bombeo #1 cuenta con dos bombas conectadas en paralelo por medio de una tubería principal de 10" de diámetro, hasta una segunda taquilla de re-bombeo #2, donde finalmente se acoplan dos bombas en paralelo con un sistema de tuberías de 8" de diámetro, que más adelante se reduce a un diámetro de 4", para abastecer el tanque anteriormente mencionado y el riego del área cercanas a los predios de la finca. Para la mejor comprensión de la propuesta planteada se presenta el esquema. (Figura 6).

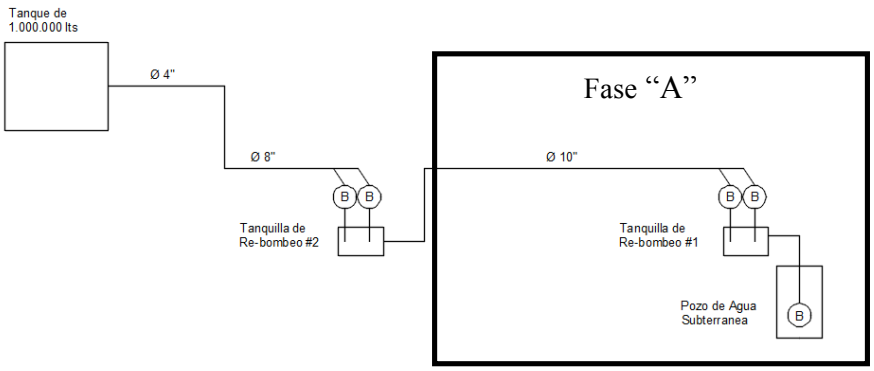


Figura 6.- Esquematización del sistema de bombeo planteado.

Esta solución fue evaluada en dos fases: La fase “A” consiste en la construcción del primer sistema de re-bombeo para extraer el caudal máximo del pozo bajo las condiciones actuales, como se muestra en la figura 7. A través de la simulación de este escenario se determinó que la bomba contaría con una capacidad de 46.19 lps y una altura de impulsión de 107.80 m

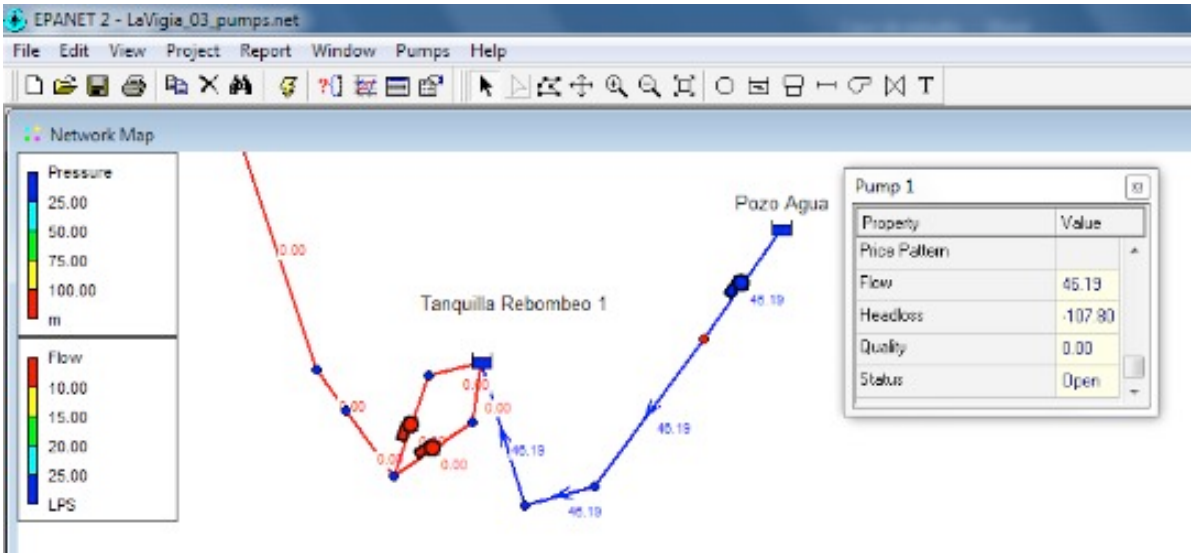


Figura 7.- Esquema gráfico de fase “A”.

El análisis arrojó un total de 40 bombas aptas para el abastecimiento, de las cuales el usuario tiene la libertad de filtrar y ordenar para su posterior selección final con base en los criterios de caudal, eficiencia o potencia del equipo. Recordando que el caudal máximo que puede ser extraído del pozo es de 46.19 lps, al emplear dos bombas homologas en paralelo se deben escoger equipos que en conjunto no excedan considerablemente dicho caudal, una vez aplicado el filtro el resultado fue disminuido a 28 bombas.

Estableciendo comparaciones cuantitativas entre el caudal transportado y la potencia consumida por los equipos se observó que solo tres (03) de ellos operan en un rango de ±10% del caudal de diseño y sus consumos de energía oscilan entre 5.61-KW. A pesar de que estos equipos no cuentan con información del fabricante en cuanto a su eficiencia, el programa tomará como referencia el valor fijado por el usuario en el formulario de “Opciones de Energía” específicamente en el campo de “Rendimiento de Bombas (%)” en este caso 75%, esto afectará directamente a los consumos de energía debido a que cuanto mayor sea la eficiencia de los equipos para su punto de funcionamiento, menores serán los costos operativos del sistema.

Finalmente, la herramienta permite incorporar al modelo en EPANET el equipo seleccionado, esto mediante la herramienta “Asignar Modelo” adicionando al listado de curvas del archivo.NET, las correspondientes curvas de altura y rendimiento que fueron seleccionadas. Estas llevan el nombre reservado HQ y EQ respectivamente. Finalmente, el programa muestra un mensaje de advertencia para notificar que el modelo fue asignado exitosamente.

Una vez asignada la bomba aparece en pantalla el formulario de selección, brindando al usuario la posibilidad de emplear la herramienta reporte con el fin de exportar un informe editable contentivo de: el nombre del modelo finalmente seleccionado, punto de operación, gráficas del sistema de bombeo, y las curvas proporcionadas por el fabricante. Dicho informe se genera con una extensión .docx y se almacenará en la carpeta de preferencia del usuario (Figura 8), esto proporcionará al usuario una forma expedita de archivar los resultados e incorporarlos a su informe final.

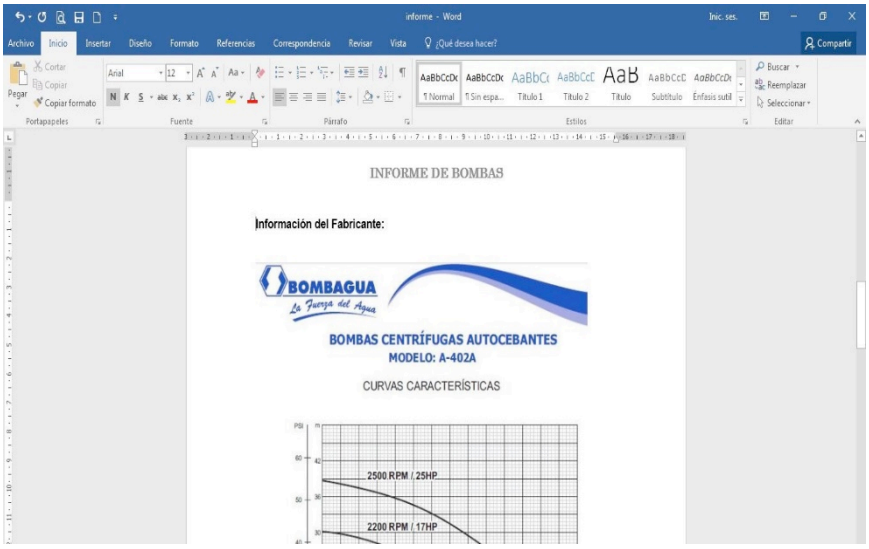


Figura 8.- Extracto del Informe generado en extensión .docx

CONCLUSIONES

- Se presenta la exitosa integración de una herramienta para la selección de equipos de bombeo con el software EPANET. Permitiendo el ahorro de tiempo y una optimización más intensiva para dicha tarea de selección, ahorrándose horas hombre y computacional.
- La incorporación de una base de datos que cuenta con una gran cantidad de equipos de diferentes fabricantes en la herramienta, facilita el proceso de selección de equipos de bombeo de forma sistemática. Así mismo, brinda al usuario la facilidad de incluir una base de datos personalizada, debido a la libertad de usar archivos tipo ASCII.
- El uso de una interpolación de LaGrange en el algoritmo para el cálculo del punto de operación, demostró ser exitoso logrando una aproximación más precisa, obteniendo gráficamente el punto de operación del equipo, que a diferencia de EPANET arroja el punto de operación a partir de una interpolación lineal. Mediante esta metodología, se logra construir la curva de carga en el nodo de descarga de la bomba.
- Los algoritmos diseñados realizan una comparación de la carga neta de succión disponible vs requerida, a fin de chequear la cavitación en los equipos a evaluar con la herramienta PUMPS, advirtiendo al usuario la situación de los equipos de bombeo en términos de cavitación, garantizando de esta manera una mejor selección por parte del usuario.
- Se recomienda ampliar la utilización de la extensión desarrollada para que pueda enfrentar problemas de optimización de costos, esto bajo los nuevos enfoques actuales (Bagirov et al, 2013) la selección de bomba, diámetros de tuberias y considerando costo de la energía.
- Igualmente es de especial interés comprobar el desempeño de los equipos bajo esquemas de demanda variable lo cual abre mayores perspectivas de aplicación para la herramienta seleccionada en problemas de optimización energética (Georgescu et al, 2015) entre otros.

REFERENCIAS

Bagirov, A.M., Barton A.F, Mala-Jetmarova H., Al Nuaimat A., AdMet S. T., Sultanova N., Yearwood J. (2013) An algorithm for minimization of pumping costs in water distribution systems using a novel approach to pump scheduling. Mathematical and Computer Modeling. V 57. Pp 873-886.

Comisión General de Agua, Subdirección de agua potable, drenaje y saneamiento (2009). Eficiencia en sistema de bombeo. Segunda Edición México.

Cualla, R. (1995). Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados**.** Editorial Escuela Colombiande Ingeniería. Primera Edición. Santafé de Bogotá. Colombia.

Georgescu A, Geogescu S, Cosoiu C., Hasegan L, Anton A., Bucur A. (2015) EPANET simulation of control methods for centrifugal pumps operating under variable system demand. Procedia Engeenering. V. 119 pp 1012-1019.

Rossman, L (2011). EPANET 2.0 vE. Manual de Usuario. Environmental Protection Agency (USEPA). Cincinnati OH. Universidad Politécnica de Valencia España

Ricardo Santos-Alexandre Kepler. (2017). "Simulação de bombas com velocidade de rotação variável no EPANET". Eng. Sanit. Ambient. vol.22 no.4 Rio de Janeiro July/Aug. 2017. Epub Mar 08, 2017.

IAHR **AIIH**

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

VELOCIDADE E TURBULÊNCIA EM CANAIS EM CURVA

Fernanda Hiromi Scheffer Yamakawa[1], ***José Junji Ota***[1,2] e ***Fernando Ribas Terabe***[1]

[1] *Centro de Hidráulica e Hidrologia Prof. Parigot de Souza (CEHPAR/LACTEC), Curitiba, Brasil*
[2] *Programa de Pós Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental (PPGERHA/ UFPR), Curitiba, Brasil*
fernanda.hiromi@lactec.org.br, ota.dhs@ufpr.br, fernando.terabe@lactec.org.br

RESUMO:

O escoamento ao longo de um canal com curvatura reversa foi investigado a partir de medições de velocidades instantâneas nas direções longitudinal, lateral e vertical com equipamento ADV (*Acoustic Doppler Velocimeter*). Foram realizadas análises de distribuições de velocidades e de parâmetros de turbulência (tensão tangencial turbulenta e energia cinética turbulenta). Os resultados indicaram a tendência do escoamento em se concentrar junto à margem interna das curvas, onde foram observadas as maiores velocidades e tensões tangenciais turbulentas. Foi investigada a presença de correntes secundárias e constatada sua influência no aumento da energia cinética na região de separação do escoamento.

ABSTRACT:

Measurements of instantaneous velocities in the longitudinal, lateral and vertical directions were carried out using a Acoustic Doppler Velocimeter in a open-channel with reversed bends. Analyses of velocity distribution and turbulence parameters (turbulent tangential stress and turbulent kinetic energy) were performed. The results indicated the tendency of the flow to concentrate near the inner bank of the bend, where the higher turbulent velocities and tangential tensions were observed. The presence of secondary currents was investigated and its influence on the increase of turbulent kinetic energy in the region of separation of the flow was verified.

PALAVRAS CHAVE: escoamento em canais; medição de velocidade; medição de turbulência

INTRODUÇÃO

O comportamento do escoamento em curvas de rios é estudado extensivamente devido à sua importância para a morfologia do sistema. O escoamento é assimétrico, havendo interação entre as correntes secundárias e o fluxo principal, o que afeta processos como transporte de sedimentos, dissipação de poluentes e estabilidade das margens. (Anwar, 1986)

Quando o escoamento é constrito a uma porção mais estreita da seção transversal, comum em escoamentos em curvas, ocorrem regiões de maior tensão tangencial do que seria esperado e também zonas onde o escoamento é praticamente negligenciável. (Dutta et al., 2013)

A presença de circulações transversais no escoamento em uma curva é inevitável e ocorre devido à interação entre a força centrífuga e o gradiente de pressão transversal, conforme explicado por Rozovskii (1957).

Blanckaert e de Vriend (2004) identificaram a formação de duas células de correntes secundárias. Além do movimento helicoidal que ocorre em grande parte da seção transversal, existe frequentemente uma corrente secundária mais fraca, de orientação contrária à principal, próxima à margem externa da curva. A geração da célula da margem externa é explicada pela turbulência.

Babayean-Koopaei *et al.* (2002) e Stone (2005) observaram que a turbulência aumenta devido à presença de tensões tangenciais laterais altas e formação das células de correntes secundárias.

Assim, considerando os efeitos da curvatura do canal no escoamento, diversos estudos (Anwar, 1986; Blanckaert e Graf, 2001; Sukhodolov, 2012) analisam medições de velocidades instantâneas a fim de caracterizar o escoamento, determinando campos de velocidades e tensões turbulentas.

O objetivo deste trabalho é investigar a distribuição temporal e espacial dos parâmetros de velocidades nas três direções do escoamento em um canal em curva.

Para o estudo, foram realizadas medições com velocímetro acústico Doppler (ADV) a fim de determinar os campos de velocidades e de turbulência (analisada através das tensões de Reynolds e da energia cinética turbulenta) ao longo de um canal experimental.

ESCOAMENTO PRINCIPAL E TURBULÊNCIA EM CURVAS DE CANAIS

A separação do escoamento turbulento em uma parte média e em uma parte de flutuação (decomposição de Reynolds), matematicamente expressa pela equação [1], surgiu como uma simplificação para facilitar a aplicação das equações de Navier-Stokes. Na equação, u = velocidade instantânea, $u' =$ flutuação de velocidade e $\bar{u} =$ velocidade média. A notação indicial representa a componente na direção i do vetor velocidade, sendo que o índice $i = 1, 2, 3$ indica as três direções cartesianas (x, y, z).

$$u_i = u'_i + \bar{u}_i \qquad [1]$$

Ao utilizar este conceito junto às equações de Navier-Stokes resultam as chamadas equações de Navier-Stokes com média de Reynolds (RANS – *Reynolds Averaged Navier-Stokes*). Nas equações RANS, surge o termo $-\overline{u'_i u'_j}$, conhecido como tensor de Reynolds, apresentado na equação [2], que representa a influência das flutuações turbulentas no fluxo médio.

$$-\overline{u'_i u'_j} = \begin{bmatrix} -\overline{u'^2} & -\overline{u'v'} & -\overline{u'w'} \\ -\overline{u'v'} & -\overline{v'^2} & -\overline{v'w'} \\ -\overline{u'w'} & -\overline{v'w'} & -\overline{w'^2} \end{bmatrix} \qquad [2]$$

As componentes do tensor de Reynolds dão origem às tensões normais e tangenciais turbulentas, conforme apresentado nas equações [3] e [4], respectivamente. Onde $\sigma'_i =$ tensão

normal turbulenta, atuante na direção i e τ'_{ij} = tensão tangencial turbulenta, atuante na direção j, causada pela flutuação de velocidade na direção i.

$$\sigma'_i = -\rho\overline{u'_i{}^2} \qquad [3]$$

$$\tau'_{ij} = \tau'_{ji} = -\rho\overline{u'_i u'_j} \qquad [4]$$

A distribuição da tensão tangencial turbulenta pode ser usada para determinar a tensão tangencial junto ao fundo do canal. No entanto, ocorrem divergências em relação à linearidade da distribuição em escoamentos acelerados e desacelerados e em escoamentos com presença de correntes secundárias, nos quais as tensões podem ser negativas próximo à superfície.

Da mesma forma, o perfil de energia cinética turbulenta pode fornecer uma posição representativa para obter um valor de tensão tangencial confiável. Nikora e Goring (2000) e Biron et al. (2004) observaram padrões similares à distribuição das tensões tangenciais turbulentas, ou seja, um aumento de energia cinética turbulenta até determinada altura do escoamento, seguida de uma redução.

A energia cinética decompõe-se em energia cinética do escoamento médio (MKE - *Mean flow Kinetic Energy*), associada à média temporal da velocidade, e energia cinética turbulenta (TKE - *Turbulent Kinetic Energy*), associada às flutuações rápidas e curtas da velocidade, conforme indicado nas equações [5] e [6].

$$MKE = \frac{1}{2}(\bar{u}^2 + \bar{v}^2 + \bar{w}^2) \qquad [5]$$

$$TKE = \frac{1}{2}\left(\overline{u'^2} + \overline{v'^2} + \overline{w'^2}\right) \qquad [6]$$

ESTUDO EXPERIMENTAL

O estudo foi realizado em um canal trapezoidal construído no laboratório do Cehpar (Centro de Hidráulica e Hidrologia Professor Parigot de Souza). O canal experimental de 38,6 m de comprimento é constituído por uma sequência de trechos retos e em curva (com raio R = 8,6 m), conforme mostra a figura 1. A seção transversal típica do canal está indicada na Figura 2. No fundo (elevação 0), o canal possui largura B = 3,0 m. Os taludes laterais possuem declividade 2,5H:1,0V e são intercalados nas elevações 0,13 m e 0,26 m com bermas intermediárias de 8,6 cm de largura.

A rugosidade do canal foi imposta com material granular com diâmetro médio de 2 mm junto ao fundo e de 3 mm junto às margens.

As condições hidráulicas do escoamento estão apresentadas na Tabela 1, sendo a vazão Q = 340 L/s, a profundidade média H = 0,28 m, a velocidade média U = 0,31 m/s e a declividade da linha d'água S = 0,00025. A partir desses dados, foram determinados os seguintes parâmetros: tensão tangencial média $\tau = \rho g S R_h$ = 0,55 N/m²; velocidade de corte $u_* = \sqrt{\tau/\rho}$ = 0,23 m/s, número de Reynolds $Re = U4R_h/\nu$ = 2,8.105 e número de Froude $Fr = \sqrt{Q^2B/gA^3}$ = 0,21.

Considerando a geometria do canal e a profundidade média do escoamento, as razões R/B = 1,6 e R/H = 30,7 caracterizam uma curva fechada e a relação B/H = 10,7 define um canal largo.

Tabela 1.- Características hidráulicas do escoamento.

Q (L/s)	H (m)	A (m²)	P (m)	(m)	S (m/m)	U (m/s)	τ (N/m²)	u_* (m/s)	Re	Fr
340	0,28	1,08	4,87	0,22	0,00025	0,31	0,55	0,23	$2{,}8.10^5$	0,21

Foram realizadas medições de velocidades com velocímetro acústico Doppler (Acoustic Doppler Velocimeter - ADV), da marca SonTek, capaz de obter dados de velocidade instantâneas

em três dimensões. O princípio de funcionamento do ADV está baseado na medição da velocidade do movimento das partículas presentes na água através do efeito Doppler.

O equipamento utilizado (sonda modelo 10-MHz) possui um volume de amostra igual a 0,25 m³, com centro localizado a 5 cm do transdutor. A posição do volume de amostra permite a realização de medições sem interferência com o escoamento, no entanto, limita a amostragem junto à superfície. Junto ao fundo do canal e próximo às margens, a amostragem também é limitada em função das dimensões do volume de amostra (cilindro com 9 mm de altura e diâmetro igual a 6 mm).

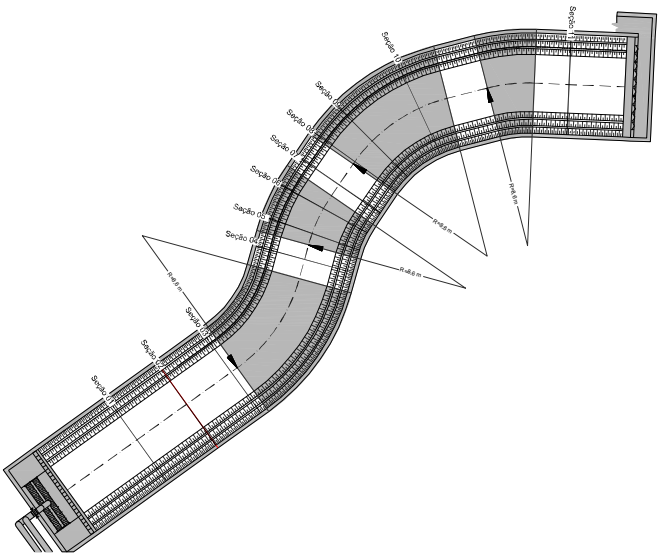


Figura 1.- Canal experimental.

As amostras foram coletadas com frequência de 25 Hz e a uma faixa de velocidade de ±100 cm/s. Os dados coletados foram filtrados considerando os parâmetros indicados pelo fabricante (Sontek, 2001): correlação (indicador de consistência do comportamento das diversas medições em cada período de amostragem) mínima igual a 70% e relação sinal/ruído (indicador da força do sinal recebido em relação ao nível de ruído eletrônico do instrumento) mínima igual a 15 dB. O método *Phase-Space Threshold Despiking* (detecção de picos múltiplos), sugerido por Nikora e Goring (2002) também foi aplicado, embora poucos picos tenham sido detectados, de forma que a maioria dos dados filtrados ocorreu devido a taxas de correlação e relação sinal/ruído baixas.

As velocidades foram medidas ao longo de onze seções transversais do canal. Em cada seção, foram realizadas medições em quinze verticais, distribuídas em função das condições do escoamento, ou seja, a quantidade de medições foi maior nas regiões mais solicitadas. As amostras em cada vertical foram realizadas a cada 5 cm, com maior detalhamento próximo ao fundo.

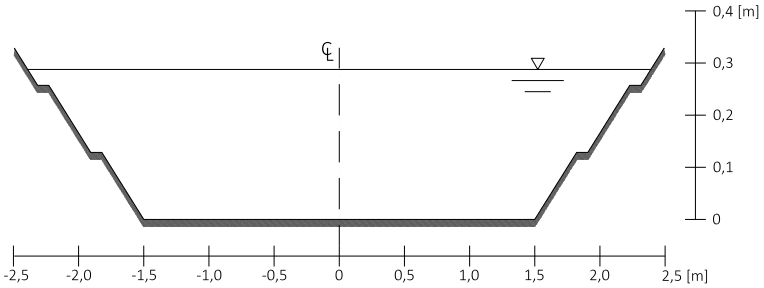


Figura 2.- Seção transversal.

Os dados de velocidades reportados pelo ADV são apresentados em um sistema de coordenadas cartesianas relativas à orientação da sonda. Para garantir a orientação correta da sonda, o ADV foi instalado sobre uma barra implantada transversalmente ao eixo longitudinal do canal. Assim, o sistema de coordenadas utilizado apresenta: eixo *x* orientado na direção do escoamento,

perpendicularmente à seção transversal (componente u da velocidade); eixo y orientado para a margem esquerda (componente v da velocidade); e eixo z orientado em direção à superfície d'água (componente w da velocidade).

RESULTADOS EXPERIMENTAIS

As condições gerais do escoamento em curvas, tais como superelevação do nível de água e zonas de separação, observadas em trabalhos anteriores (Rozovskii, 1957; Ippen et al, 1962), também ocorreram no escoamento no canal experimental. A superelevação foi observada junto à margem externa das curvas, onde o escoamento teve velocidade reduzida e ocorreram zonas de separação do escoamento.

A Figura 3 apresenta o campo de velocidades médias ao longo do canal experimental. O padrão é característico do escoamento em canal com curvas reversas, conforme estudo realizado por Ippen et al. (1962), no qual foi observado o aumento da tensão tangencial ao longo da margem interna da curva. Na seção transversal 1, localizada no trecho reto do canal, o escoamento é simétrico. Nota-se, no entanto, que uma pequena assimetria no padrão de velocidades na seção 2, com maiores velocidades junto à margem esquerda do canal, indicando influência da sequência de curvas localizadas a jusante. A concentração do escoamento junto à margem direita do canal, observado ao longo das seções 4 a 10, é decorrente da curvatura reversa.

Em geral, em rios naturais, o aumento de velocidades e, consequentemente, de tensões tangenciais ao longo da margem interna de uma curva, seria responsável pelo ajuste (alinhamento) da configuração e o padrão apresentado pelo canal experimental não ocorreria.

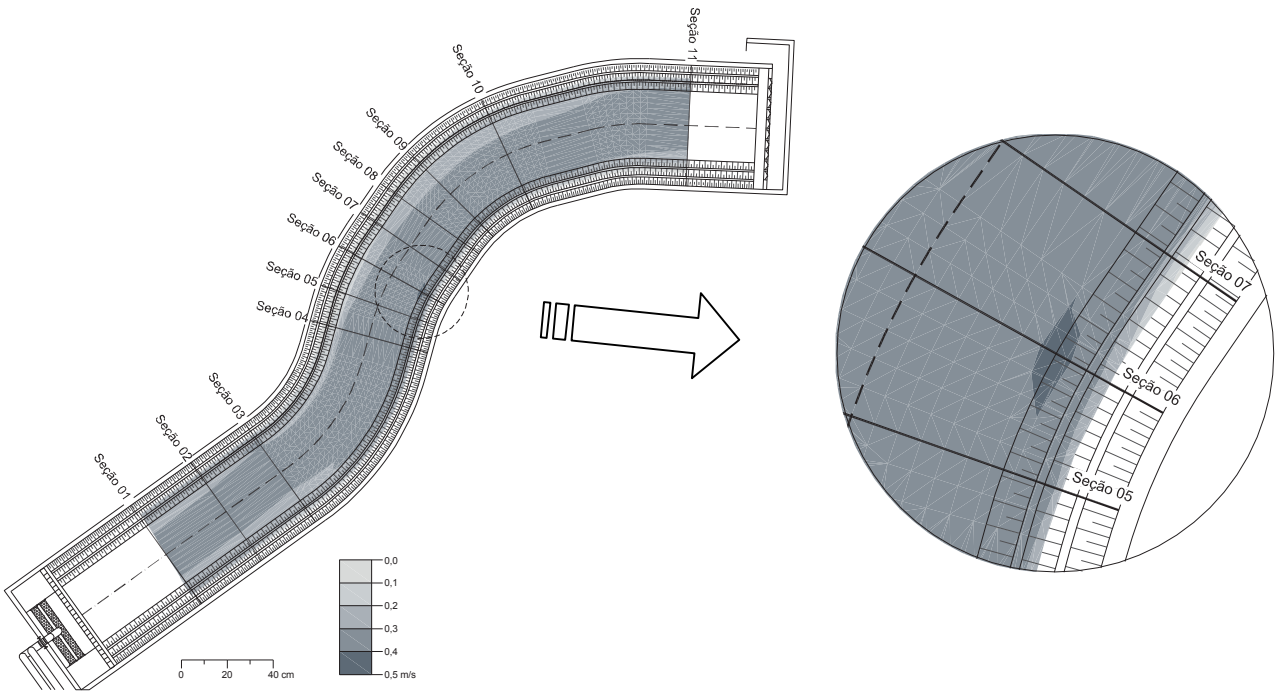
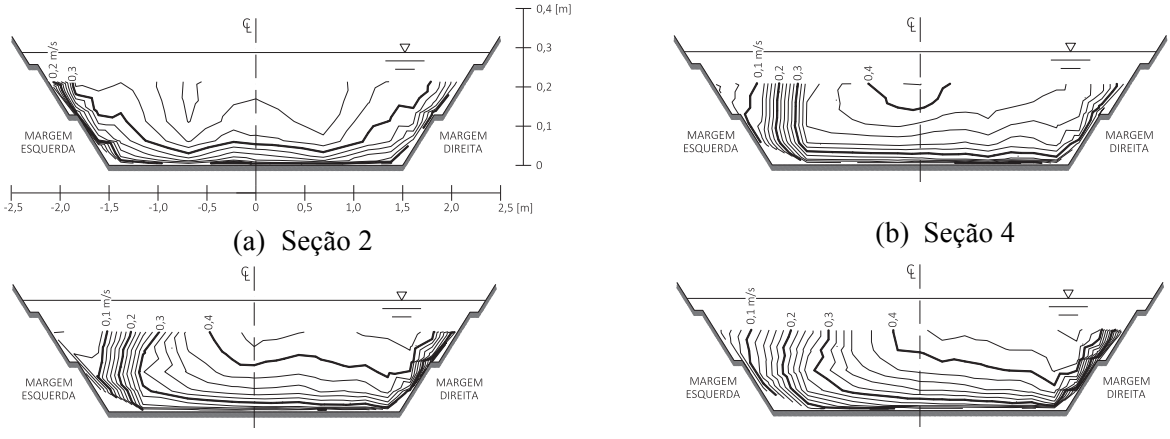


Figura 3.- Padrão de velocidades médias ao longo do canal experimental.

Os campos de velocidades nas seções transversais 2, 4, 5 e 6 estão indicados na Figura 4. A partir das velocidades instantâneas medidas pelo ADV nas direções x, y e z foram determinadas as velocidades médias de cada componente $\bar{u}$, $\bar{v}$ e $\bar{w}$ e a velocidade média $U = \sqrt{\bar{u}^2 + \bar{v}^2 + \bar{w}^2}$ para cada posição. A barra ($\bar{\ }$) indica a média temporal das variáveis. Os padrões indicam a localização da velocidade máxima. Na seção 2, o escoamento na região central do canal possui contornos de velocidade com convexidade em direção à superfície. Tominaga et al. (1989) consideraram que devido ao desenvolvimento das correntes secundárias, o escoamento é acelerado nessa região. Ao

longo das Seções 4 a 6, a velocidade máxima se localiza próxima à margem direita do canal, indicando a influência de correntes secundárias causadas pela curva.

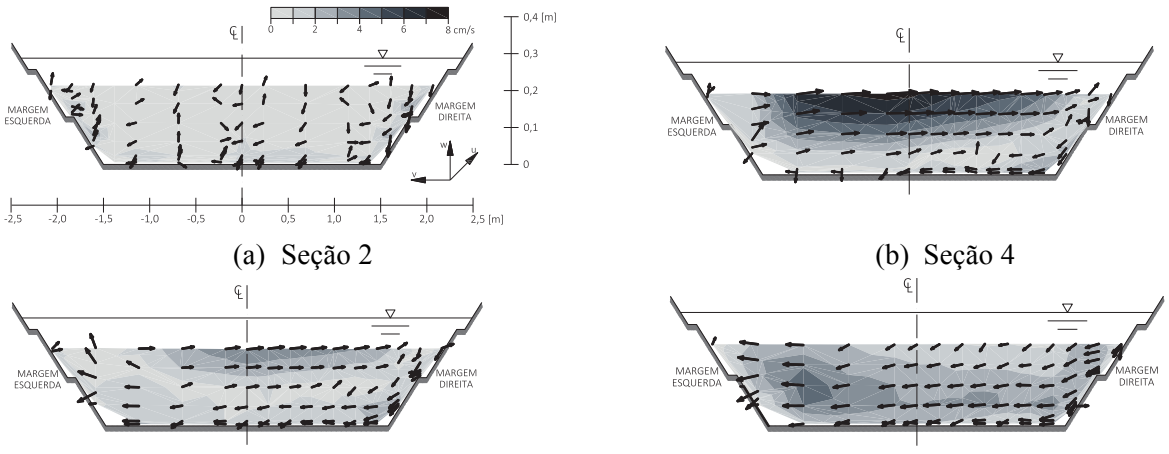
A Figura 5 apresenta as distribuições de velocidades laterais $U_{vw} = \sqrt{\bar{v}^2 + \bar{w}^2}$. Os vetores indicam os padrões de correntes secundárias e sua evolução ao longo da curva. Na seção 2, as correntes secundárias são fracas, embora, conforme descrito anteriormente, tenham influência na submergência da velocidade máxima. Nas demais seções, é possível observar um movimento lateral considerável. Nas seções 4 e 5, ocorre uma movimentação do escoamento superficial em direção à margem direita, o que explica o aumento de velocidade junto à margem interna da curva. A velocidade lateral reduz junto ao fundo. Na seção 5, há indicação da formação de uma corrente secundária menor e de sentido oposto, junto à margem esquerda do canal, provavelmente causada pela separação do escoamento junto à margem externa da curva. Na seção 6, a movimentação do escoamento ocorre em direção à margem esquerda do canal e os valores são maiores na região mais próxima ao fundo.



(a) Seção 2 (b) Seção 4

(c) Seção 5 (d) Seção 6

Figura 4.- Distribuição de velocidades.



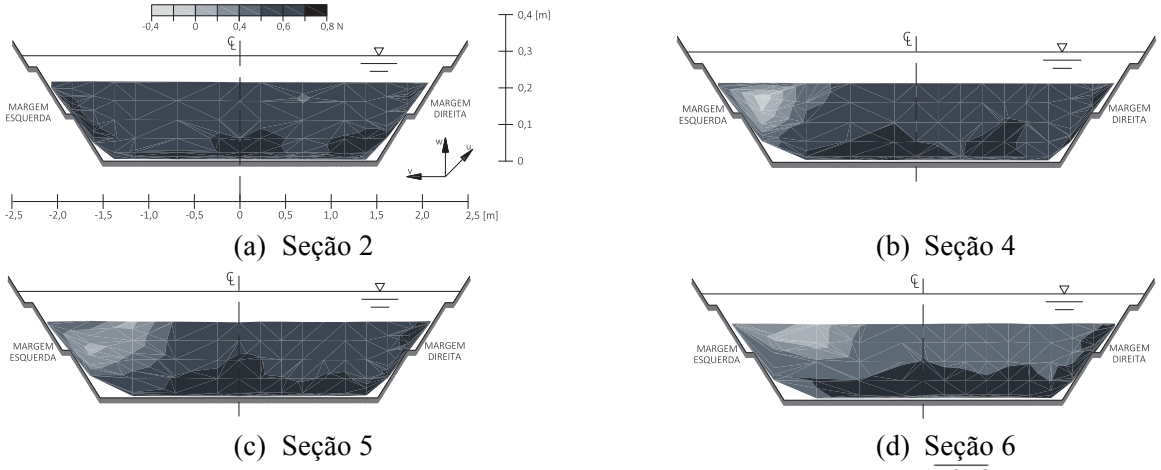
(a) Seção 2 (b) Seção 4

(c) Seção 5 (d) Seção 6

Figura 5.- Distribuição de velocidades laterais.

Os padrões da tensão tangencial turbulenta $\tau'_{xz} = -\rho\overline{u'w'}$ são indicativos da interação do escoamento com o fundo do canal e estão apresentados na figura 6. Os valores são maiores junto ao fundo, onde a turbulência é gerada e reduzem em direção à superfície. Os valores negativos são referentes à reversão da direção da quantidade de movimento do fluxo turbulento, coerente com a localização das zonas de separação do escoamento junto à margem esquerda do canal. O efeito da curva é observado através da distorção da distribuição dos valores de τ'_{xz}, com valores mais altos junto à margem interna da curva, nas seções 5 e 6.

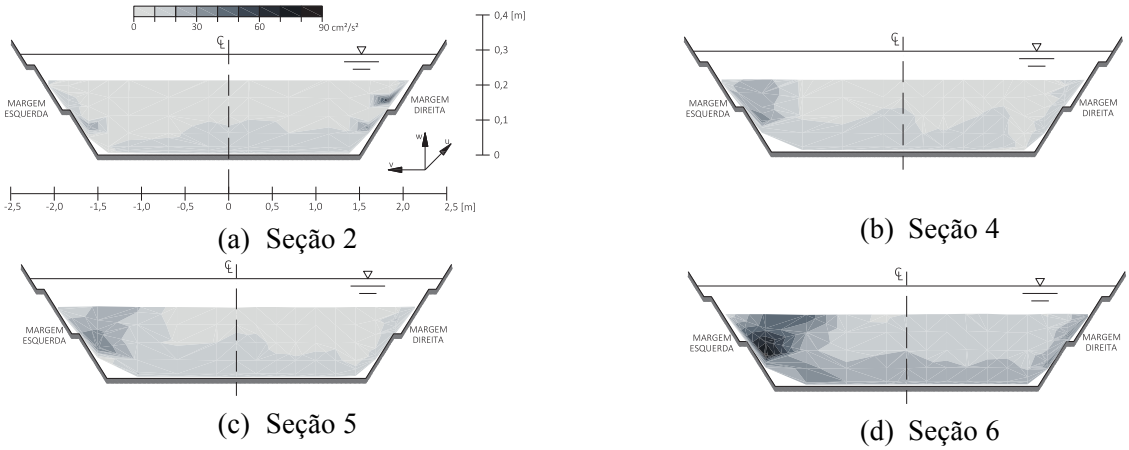
Os padrões de energia cinética turbulenta apresentados na figura 7 dão uma visão geral da estrutura da turbulência na seção transversal. Na seção 2, o escoamento é caracterizado por um padrão típico de um escoamento uniforme, com valores máximos localizados próximo ao contorno e redução em direção à superfície. Nas seções 4 a 6, os valores máximos aparecem junto à margem esquerda, correspondente à região de convergência dos vetores de velocidade, onde também há separação do escoamento, o que aumentou a turbulência.



(a) Seção 2 (b) Seção 4

(c) Seção 5 (d) Seção 6

Figura 6.- Distribuição da tensão tangencial turbulenta $-\rho\overline{u'w'}$



(a) Seção 2 (b) Seção 4

(c) Seção 5 (d) Seção 6

Figura 7.- Energia cinética turbulenta.

CONCLUSÕES

As medições realizadas com equipamento ADV, em diversas posições ao longo do canal, permitiram avaliar a distribuição de velocidades e parâmetros turbulentos.

Os campos de velocidades indicam que a componente de velocidade u (medida na direção do alinhamento do canal) é predominante, embora as componentes transversais e verticais tenham influência no escoamento.

As distribuições das tensões de Reynolds e da energia cinética turbulenta forneceram informações relevantes sobre a interação do escoamento, como a presença de correntes secundárias, aumento da tensão tangencial turbulenta junto ao fundo ao longo da margem interna da curva e aumento da energia cinética na região de separação do escoamento.

O banco de dados gerado tem valor considerável para estudos quantitativos e qualitativos sobre a estrutura do escoamento em escoamentos em canais em curva e pode auxiliar na modelagem numérica, considerando o problema do fechamento de modelos de turbulência.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Anwar, H. O. (1986). **"**Turbulent structure in a river bend"**.** *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 112, No. 8, p. 657-699.

Babaeyan-Koopaei, K.; Ervine, D. A.; Carling, P. A.; Cao, Z. (2002). **"**Velocity and turbulence measurements for two overbank flow events in River Severn". *Journal of Hydraulic Engineering*., ASCE, Vol. 128, p. 891-900.

Biron, P. M.; Robson, C.; Lapointe, M. F.; Gaskin, S. J. (2004). "Comparing different methods of bed shear stress estimates in simple and complex flow fields". *Earth Surface Processes and Landforms*, Vol. 29, p. 1403-1415.

Blanckaert, K. and De Vriend, H.J. (2004). "Secondary flow in sharp open-channel bends". *Journal of Fluid Mechanics*, Vol. 498, p. 353-380.

Blanckaert, K. and Graf, W. H. (2001). "Mean flow and turbulence in open-channel bend". *Journal of Hydraulic Engineering*., ASCE, Vol. 127, n 10, p. 835-847.

Dutta, S; Fytanidis, D. K; Santacruz, S. S.Waratuke, A. (2013). Identification of potential high shear stress zones in the 16 km-long diversion channel of Belo Monte Hydroelectric Project using multiple 3-Dimensional numerical models. *Technical Report*. Ven Te Chow Hydrosystems Laboratory, 66 p.

Ippen, A. T.; Drinker, P. A.; Jobin, W. R.; Shemdin, O. H. (1962). Stream dynamics and boundary shear distributions for curved trapezoidal channels. *Report.* National Agricultural Library, 81 p.

Sontek. (2001). Acoustic Doppler Velocimeter Technical Documentation. San Diego: SonTek/YSI Inc.

Stone, M. C. (2005). "Natural stream flow fields: measurements and implications for periphyton". Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil e Engenharia Ambiental, Universidade do Estado de Washington, Pullman, 2005. 132 p. Research.

Sukhodolov, A. (2012). "Structure of turbulent flow in a meander bend of a lowland river". *Water Resources Research*, Vol. 48.

Nikora, V.; Goring, D. (2000). "Flow turbulence over fixed and weakly mobile gravel beds". *Journal of Hydraulic Engineering*., ASCE, Vol. 126, p. 679-690.

Nikora, V.; Goring, D. (2002). "Despiking Acoustic Doppler Velocimeter Data". *Journal of Hydraulic Engineering*., ASCE, Vol. 128, p. 117-126.

Tominaga, A.; Nezu, I; Ezaki, K.; Nakagawa, H. (1989). "Three-dimensional turbulent structure in straight open channel flows". *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 27, p. 149-173

Rozovskii, I. L. (1957). *Flow water in bends of open channels*. Kiev: Academy of Sciences of the Ukrainian SSR

IAHR **AIIH**

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

DESCRIPCIÓN DE ALGUNAS CARACTERÍSTICAS MACRO TURBULENTAS DEL RESALTO HIDRÁULICO A PARTIR DE LAS PRESIONES EN SU BASE

Raul A. Lopardo, J. Daniel Bacchiega y M. Cecilia Lopardo
Instituto Nacional del Agua, Ezeiza, Argentina, rlopardo@ina.gob.ar

RESUMEN:

A partir de resultados experimentales de presiones instantáneas en la base de resaltos hidráulicos libres con números de Froude de ingreso entre 3 y 6 se han podido definir algunas características particulares del flujo interno, como el punto de separación de la capa límite respecto de la placa sólida de base y el cambio en la zona de incorporación y expulsión de aire, que parecen estar definidos alrededor de una misma sección. En efecto, se presentan resultados de las curvas de amplitudes de fluctuación de presiones, asimetrías de distribución de probabilidad de amplitudes, números de Strouhal dominantes obtenidos de espectros de frecuencia y hasta velocidades de convección cercanas al piso del resalto que coinciden en demostrar una anomalía para alrededor de una distancia de cuatro veces el "salto" entre tirantes conjugados, donde aproximadamente, de acuerdo a trabajos de otros autores, también se verifica una diferencia en el proceso de aireación en la superficie libre del resalto.

ABSTRACT:

From experimental results of instantaneous pressures on the floor of free hydraulic jumps, with incident Froude between 3 and 6, it has been possible to define some particular characteristics of the internal flow. The separation point of the boundary layer with respect to the channel floor and the change in the zone of air incorporation and air expulsion seems to be located around the same section. In effect, results of pressure fluctuation amplitude curves, amplitude probability distribution skewness, Strouhal numbers obtained from peak frequencies spectra and even convection velocities near the floor, coinciding in demonstrating an anomaly in a section for around a distance of four times the difference between the sequent depths of the hydraulic jump. In this section, according to the publications of other authors, there is also a difference in the aeration process on the free surface of the hydraulic jump.

PALABRAS CLAVES: resalto hidráulico, macroturbulencia,

INTRODUCCIÓN

El resalto hidráulico es una transición abrupta y turbulenta de un escurrimiento a superficie libre veloz (torrencial o supercrítico), con bajo tirante y alta velocidad, a un escurrimiento lento (fluvial o subcrítico) con alto tirante y baja velocidad, constituyéndose en un típico caso de escurrimiento bruscamente variado a superficie libre. Consiste entonces en un violento ascenso del tirante en un tramo relativamente corto del escurrimiento, con la formación de un gran remolino de eje horizontal, incorporación de aire a la masa líquida y superficie fuertemente perturbada.

Dentro de la masa fluida interior del resalto gran parte de la energía cinética que ingresa es transformada en energía piezométrica y en energía de fluctuación macroturbulenta (con severas fluctuaciones de presión y de velocidad) por transferencia de cantidad de movimiento del fluido medio. Esos grandes vórtices a su vez transfieren energía a otros más pequeños hasta alcanzar la escala menor, donde se disipa la energía de manera similar a la fricción viscosa, siguiendo la conocida cascada de energía. Es un fenómeno altamente impermanente pues todos los parámetros, velocidades, presiones, niveles líquidos, etc., varían fuertemente con el tiempo. Sin embargo, para condiciones permanentes (estacionarias) aguas arriba y aguas abajo del mismo, algunas de sus características pueden ser estudiadas en valores medios temporales, como un caso de movimiento macroscópicamente permanente y fuertemente variado. La propiedad esencial del resalto consiste en una transformación de energía cinética en otra potencial más una disipación de energía total por el proceso turbulento. Por tal razón, el resalto se emplea como disipador de energía cinética y como tal es utilizado frecuentemente en diversas estructuras hidráulicas.

Los fenómenos asociados a presiones fluctuantes macro turbulentas, que tienen decisiva influencia en la disipación de energía cinética, en contrapartida pueden ser responsables de acciones destructivas sobre las estructuras componentes de cuencos amortiguadores a resalto, por efectos de arrancamiento de losas, fatiga, vibraciones o cavitación intermitente. Siendo estos fenómenos macro turbulentos de naturaleza aleatoria y neta definición tridimensional, resulta comprensible que en la bibliografía aún no se encuentren tentativas analíticas o numéricas para su interpretación, al menos en casos de aplicación práctica.

Las presiones instantáneas fueron determinadas en el eje central del piso del canal mediante la utilización de transductores de presión bidireccionales con puente activo de strain-gage. Los registros fueron procesados y analizados mediante la tecnología de muestreo de valores discretos, El intervalo de muestreo adoptado fue de 0,01 segundo, en acuerdo con el teorema de muestreo para datos aleatorios. El número de datos que se consideran en cada punto de medición es de 16.384, pues se toman 34 bloques de 512 valores cada uno. En breve síntesis, el criterio de toma de datos, longitud de tubos de adaptación, detalles técnicos de instrumentación y metodología de análisis estadístico y espectral de presiones fluctuantes aleatorias ha seguido las normativas adoptadas por el Laboratorio de Hidráulica del INA hace más de tres décadas (Lopardo y Henning, 1984).

PRESIONES FLUCTUANTES EN RESALTO LIBRE

Con fines de carácter estructural, la intensidad de turbulencia en el interior del resalto puede ser definida en función de las fluctuaciones de presión que se ejercen sobre la base, usualmente mediante el parámetro adimensional C'_p (Lopardo et al, 1982), donde ρ es la masa específica del fluido y U_1 la velocidad incidente al resalto (figura 1):

$$C'_p = \frac{\sqrt{\overline{p'^2}}}{\rho \dfrac{U_1^2}{2}} \quad .$$

Podría decirse que, desde un punto de vista físico, C'_p pretende interpretar la proporción de energía cinética incidente que se convierte en energía turbulenta.

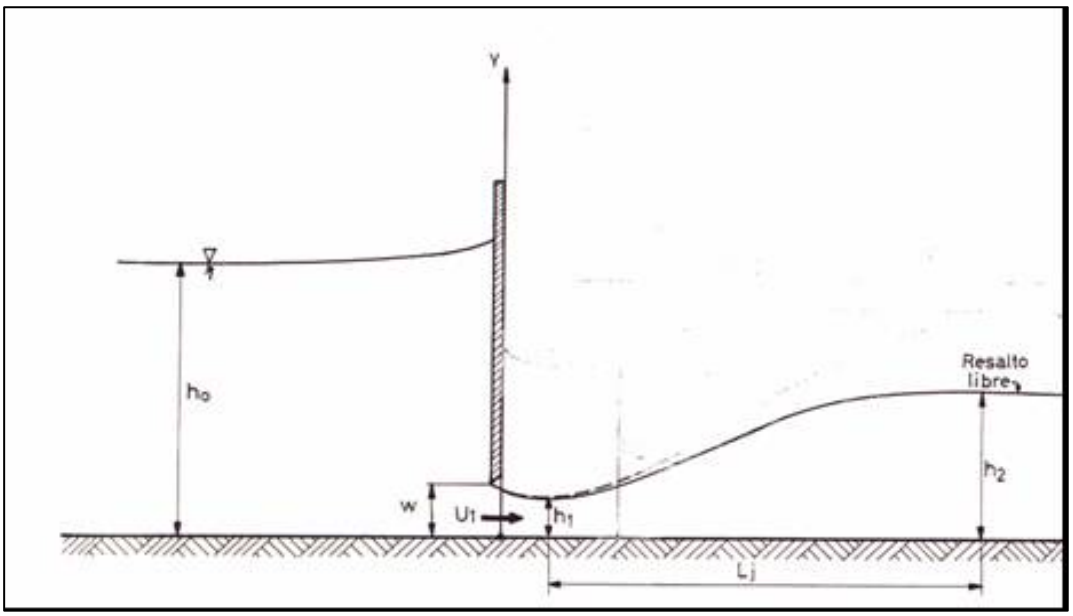


Figura 1.- Variables que intervienen en el resalto libre.

La figura 2 permite observar la distribución de presiones fluctuantes en la base de un resalto libre para cuatro diferentes números de Froude de ingreso, en función de una abscisa referida al salto $x/(h_2-h_1)$, donde h_1 y h_2 son los tirantes conjugados inicial y final del resalto respectivamente. Con esa selección de variables, los datos experimentales de los cuatro casos presentan sus máximas amplitudes de fluctuación para una abscisa $x/(h_2-h_1) \sim 2$, un cambio de curvatura (punto de inflexión) cerca de una abscisa $x/(h_2-h_1) \sim 4$ y una zona de decaimiento similar para $4 < \boldsymbol{F_1} < 6$, con excepción del caso de $F_1 = 3$, que está por debajo de los "resaltos estables" y en medio de los "oscilantes".

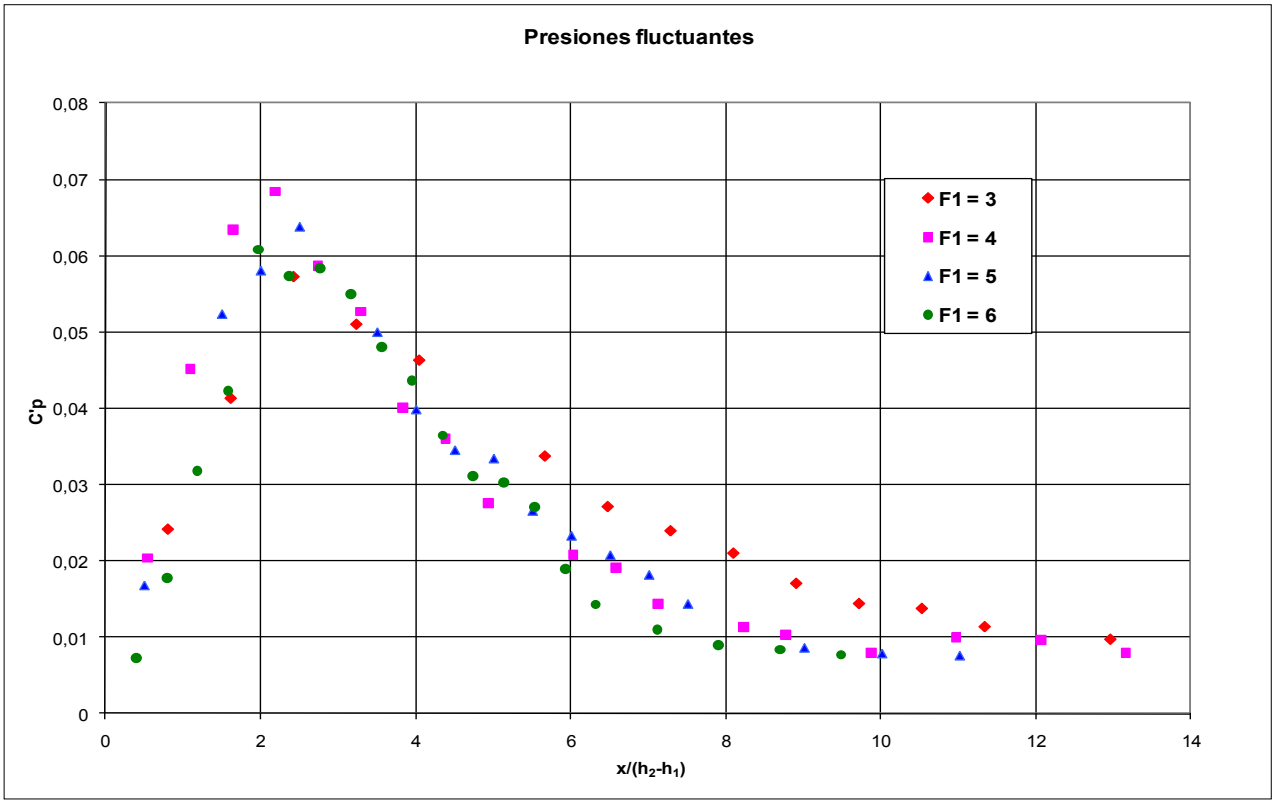


Figura 2.- Presiones fluctuantes en la base de un resalto libre sobre fondo horizontal.

FRECUENCIAS DOMINANTES EN RESALTO LIBRE

Matemáticamente, las fluctuaciones de presión macroturbulentas en fluidos reales pueden ser consideradas como un proceso estocástico, estacionario y ergódico. Debido a la naturaleza aleatoria del fenómeno en estudio no resulta posible su descripción a partir de una función explícita y analítica del tiempo. Sin embargo, existen adecuadas maneras para caracterizar un proceso aleatorio mediante estructuras cuantitativas a partir del análisis estadístico. Para los fines del tema aquí tratado surgen como más adecuadas el espectro de densidad de potencia y la función densidad de probabilidad.

El espectro de densidad de potencia determina cómo la energía de una señal se encuentra distribuida en frecuencia. El análisis espectral puede llevarse a cabo mediante la transformada discreta de Fourier (TDF) en su implementación llamada "rápida" (FFT), con ventana de Bartlett. Para lograr un adecuado resultado del análisis estadístico deben seleccionarse correctamente los siguientes parámetros de digitalización de la señal: intervalo de tiempo de muestreo, el número de bloques o promedios del espectro y el número de datos tomados por bloque. Si se utiliza para ello como magnitud representativa la frecuencia dominante o de pico f_d, alrededor de la cual se concentra la máxima energía de oscilación, del análisis dimensional surge la función: $\boldsymbol{S_d} = \boldsymbol{S_d}\,[x/(h_2\text{-}h_1),\ \boldsymbol{F_1}]$, donde $\boldsymbol{S_d}$ es el número de Strouhal, definido como $\boldsymbol{S_d} = f_d\, h_1/U_1$.

La figura 3 sintetiza los resultados experimentales vinculados a las frecuencias dominantes en resaltos libres y estables, marcando las agudas diferencias entre inicio y final del pasaje de flujo veloz a flujo lento a superficie libre.

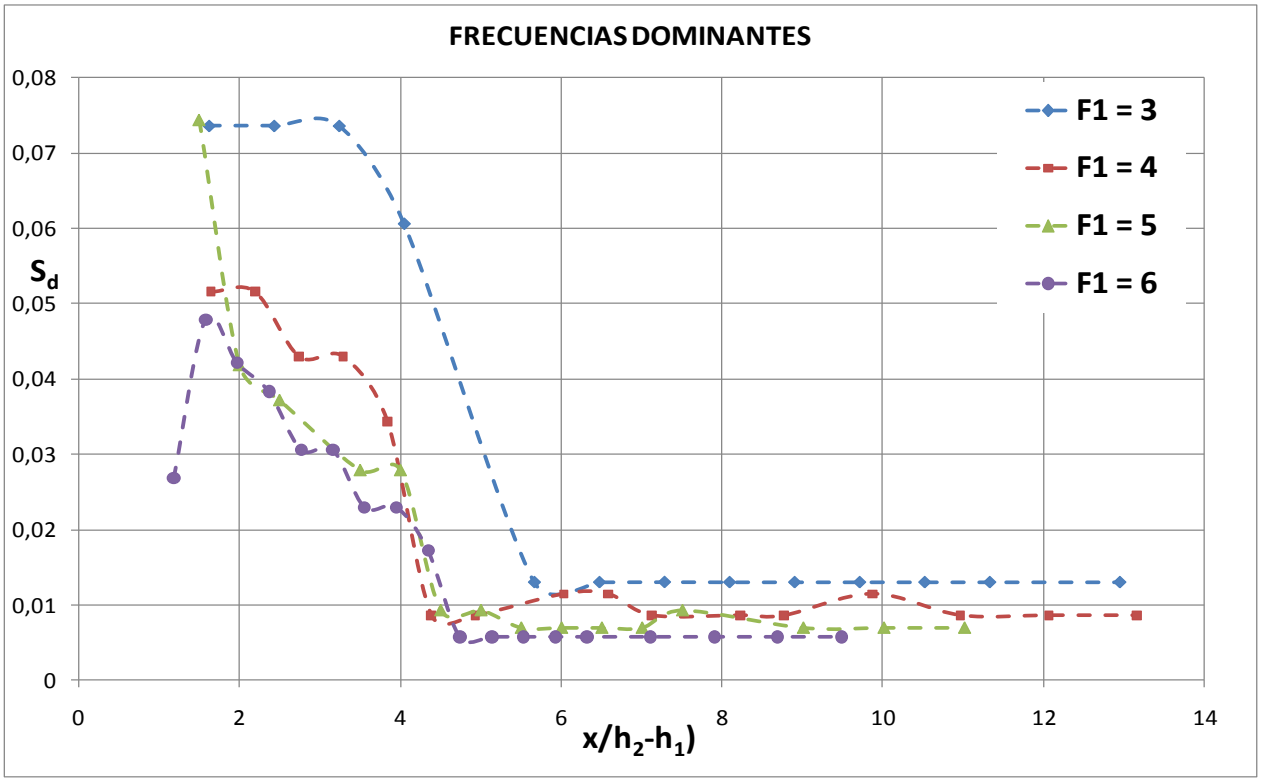


Figura 3.- Números de Strouhal con frecuencia dominante de presiones en la base.

Lo expresado para las presiones fluctuantes respecto la alteración del flujo en la abscisa $x = 4\ (h_2\text{-}h_1)$ coincide con un descenso brusco de las frecuencias dominantes, que se aprecia en la figura 3, gráfico de números de Strouhal $S_p = f[x/(h_2\text{-}h_1)]$. Allí es evidente que para esa abscisa deja de existir una frecuencia dominante, apareciendo espectros de densidad de frecuencia monótonamente

decrecientes, que pueden considerarse representativos de la turbulencia normal en flujos a superficie libre.

ASIMETRÍA DE LA FUNCIÓN DE DENSIDAD DE PROBABILIDAD DE AMPLITUDES

El espectro de densidad de potencia determina cómo la energía de una señal se encuentra distribuida en frecuencia, pero no específica unívocamente la señal en sí. La información acerca de la forma de la onda puede obtenerse de la función de probabilidad de amplitudes de fluctuación o de su derivada, la función densidad de probabilidad, ambas independientes del espectro.
Las leyes de distribución asumen en el caso "gaussiano" que las ramas positiva y negativa de la curva son estrictamente simétricas. Sin embargo, está demostrado que en el caso de presiones fluctuantes en la base de un resalto hidráulico se presenta un efecto de "asimetría" de distribución de la función densidad de probabilidad de amplitudes A_d o "skewness" definida como:

$$Ad = \frac{\int_{-\infty}^{+\infty} p'^3 \, P(p') \, dp'}{\sqrt{\overline{p'^2}}},$$

que es especialmente importante para determinar la tendencia a cavitación por pulsos de presión (Lopardo, 2003).

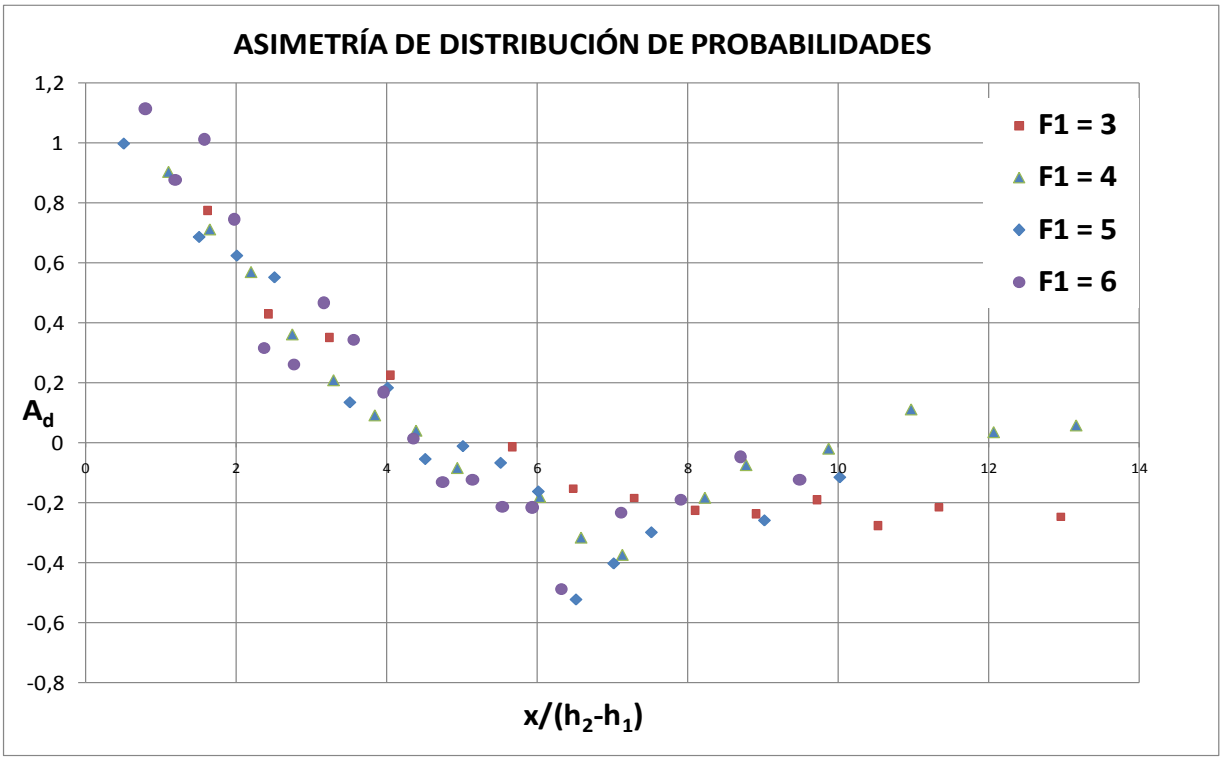


Figura 4.- Asimetría de distribución de probabilidad de amplitudes de presiones.

Es interesante observar que la abscisa antes mencionada de $x = 4\ (h_2\text{-}h_1)$ también coincide con el cambio de signo de la asimetría *Ad*, que pasa de positiva a negativa, como se presenta en la figura 4 de la función $A_d = f[x/(h_2\text{-}h_1)]$, que implica, de acuerdo a lo expresado en anteriores publicaciones (Lopardo y Casado, 2007), un fenómeno de separación de la capa límite respecto del borde sólido en el piso del resalto.

En efecto, a través de la medición de presiones instantáneas en flujos macro turbulentos en contacto con bordes sólidos con aristas vivas (bloques de disipación) y cilindros se sección circular (columnas) se ha podido constatar que en las zonas de separación de la capa límite respecto de esos

bordes las fluctuaciones de presión presentan asimetrías negativas, de modo que el pasaje de esas asimetrías por cero en el piso de un resalto estaría marcando el comienzo de esa separación.

ALGUNAS REFLEXIONES ADICIONALES

Tomando el tramo efectivamente de interés $2< x/(h_2-h_1)< 11$, se ha intentado definir una expresión polinómica que contenga la totalidad de los puntos experimentales de C'_p para números de Froude incidentes comprendidos entre $3<\boldsymbol{F_1}<6$ de la Figura 2, con $X = x/(h_2-h_1)$ resultando una expresión:

$$C'_p = -2.10^{-5}\, X^4 + 6.\,10^{-4}\, X^3 - 4{,}9.10^{-3}\, X^2 + 3\,{,}5.10^{-3}\, X + 0{,}0725,$$

con un intervalo de confianza $R^2 = 0{,}954$.

Así se ha podido calcular la derivada segunda de la ecuación anterior, que se grafica junto con los puntos experimentales en el tramo de $x/(h_2-h_1)$ considerado en la figura 5. Es interesante notar que la derivada segunda de la función se anula para las abscisas 3,9 y 9,2 coincidiendo la primera raíz con el primer punto de inflexión de la curva de presiones instantáneas C'_p, es decir prácticamente $x/(h_2-h_1) = 4$.

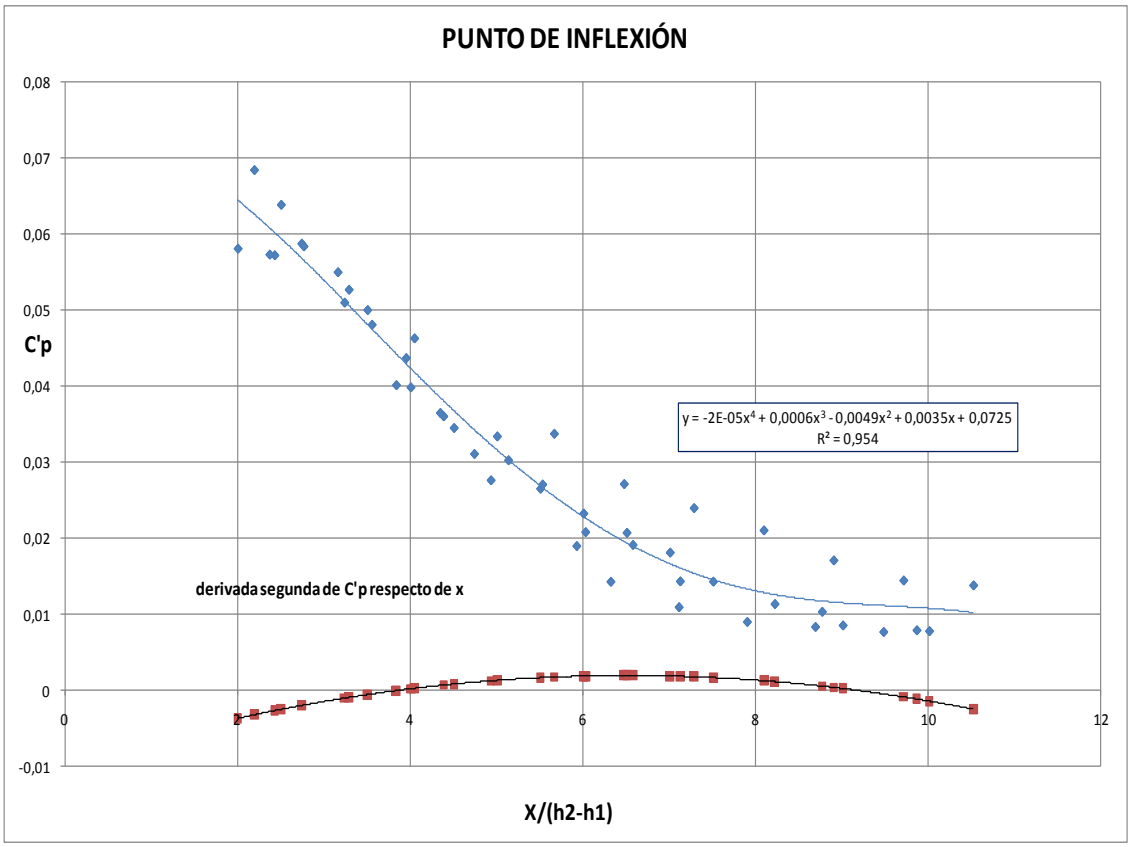


Figura 5.- Derivada segunda de C'p en función de $x/(h_2-h_1)$ para $2< x/(h_2-h_1)< 11$.

Por otra parte, muy probablemente, el efecto físico que se produce en el interior del resalto para esa distancia desde su inicio puede estar vinculado con una disminución sensible de la celeridad de propagación de las ondas de presión sobre el piso, como se puede observar en el gráfico de la Figura 5, obtenido con mediciones de velocidad de convección con anemómetro Döppler acústico a un centímetro de altura sobre la base del resalto para $\boldsymbol{F_1} = 3$ (Lopardo y Romagnoli, 2010) donde también el punto de inflexión es cercano a $x/(h_2-h_1) = 4$.

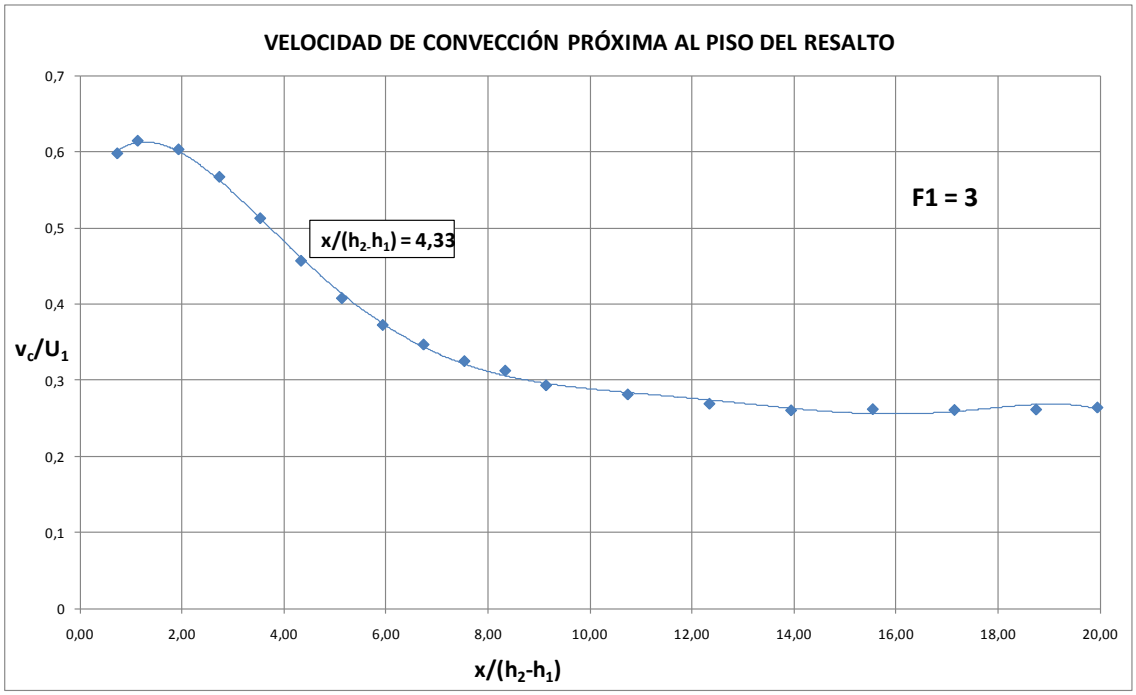


Figura 6.- Velocidad de convección a lo largo de un resalto libre para $F_1 = 3$.

La Figura 6 ha sido elaborada a partir de los datos originales obtenidos por los autores para el máximo número de Froude analizado en esa oportunidad, pues el uso del anemómetro Döpler acústico presenta severas limitaciones con la presencia de burbujas de aire, que para casos de mayores valores de F_1 no pueden evitarse.

CONCLUSIONES

En virtud de diversos estudios experimentales desarrollados sobre resaltos hidráulicos libres y estables se ha podido apreciar que el flujo interno macroturbulento en su interior puede ser dividido en una zona de aguas arriba, dominada por el torbellino de mayor tamaño, que presenta una frecuencia dominante y capa límite "pegada" al piso y una zona posterior, en la que el flujo tiende asintóticamente a buscar las condiciones de escurrimiento turbulento normal a superficie libre. De acuerdo con los resultados de las curvas de amplitudes de fluctuación de presiones, asimetrías de distribución de probabilidad de amplitudes, números de Strouhal dominantes obtenidos de espectros de frecuencia y hasta velocidades de convección cercanas al piso del resalto que coinciden en demostrar que esa anomalía se produce para alrededor de una distancia de cuatro veces el "salto" entre tirantes conjugados.

Wang et Al (2015) determinaron que la presión total media en el interior de un resalto libre y estable alcanza el máximo valor en la parte inferior del flujo de corte, cerca de la posición de máxima velocidad, mientras que la fluctuación máxima de la presión total se observa a una elevación ligeramente más alta. Tanto la presión media como su fluctuación disminuyen al aumentar la distancia longitudinal y al aumentar el número de Froude. Esos autores demostraron que ciertas alteraciones de la superficie libre revelan ciertos patrones de deformación que interactúan con la variación de la fracción de vacío instantánea y la presión total en diferentes partes del "roller" y que la oscilación longitudinal del pie del resalto afecta el grado de desaceleración y aireación del flujo de corte próximo a la base, que se asocia con el arrastre de aire al pie del resalto.

Si bien la interpretación puede no ser la única, es posible que el fenómeno esté vinculado a la presencia de dos zonas con comportamiento diferente en el interior del resalto que generan distintas condiciones en la base: una aguas arriba de $x/(h_2-h_1) = 4$, que incorpora aire a la masa líquida y otra más allá de esa abscisa, que lo expulsa (Zhang et Al, 2014).

REFERENCIAS

Lopardo, R.A. (2004): *"Cavitación en flujos macroturbulentos",* Matematicae Notae, NR Editora, Rosario, Argentina, Año XLII, volumen II, ISSN 0025-552 X, pág. 19-40.

Lopardo, R.A. (2013): "Extreme Velocity Fluctuations below Free Hydraulic Jumps", Hindawi Publishing Corporation, Journal of Engineering, Volume 2013, Research Article ID 678064, http://dx.doi.org/10.1155/2013/678064.

Lopardo, R.A. y Casado, J.M. (2007). "Boundary layer separation beneath submerged jump flows"*,* en *Harmonizing the Demands of Art and Nature in Hydraulics,* Proceedings of the XXXII IAHR Congress, Venezia, Italy.

Lopardo, R.A. y Romagnoli, M. (2010). "Velocidad convectiva y ondas de presión en la base de resalto hidráulico libre"*,* Memorias del XXIV Congreso Latinoamericano de Hidráulica, IAHR, Punta del Este, Uruguay.

Lopardo, R.A., De Lío, J.C. y Vernet, G.F. (1982). "Physical modelling on cavitation tendency for macroturbulence of hydraulic jump", *BHRA Proceedings of the International Conference on the Hydraulic Modelling of Civil Engineering Structures*, Coventry, England, pp. 109-121.

Lopardo, R.A. and Henning, R.E. (1985). "Experimental advances on pressure fluctuations beneath hydraulic jumps" *Proceedings of the 21st IAHR Congress*, Melbourne, Australia, Vol. 3, pp.633-638.

Wang, H., Murzyn, F. y Chanson, H. (2015). "Interaction between free-surface, two-phase flow and total pressure in hydraulic jump"*, Experimental Thermal and Fluid Science* N° 64, pág. 30-41

Zhang, W., Liu, M., Zhu, D.Z. y Rajaratnam, N. (2014). "Mean and Turbulent Bubble Velocities in Free Hydraulic Jumps for Small to Intermediate Froude Numbers", Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 140, Nº 11, pp 1-9.

IAHR **AIIH**

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

TRANSPORTE ESCALAR EM ESCOAMENTO EM CONDUTO CIRCULAR FORÇADO. ESTUDO DE CASO: TRANSFERÊNCIA DE CALOR

***Gabriel Fernando Narváez Campo*[*], *Eric Lamballais*[†], *Edith Beatriz CamañoSchettini*[*]**
[*]*Universidade Federal do Rio Grande do Sul - Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH-UFRGS), Brasil,gabriel.narvaez@ufrgs.br, bcamano@iph.ufrgs.br*
† Université de Poitiers – InstitutPprime, França
eric.lamballais@univ-poitiers.fr

RESUMO:

Os escoamentos turbulentos confinados por paredes sólidas são um meio eficientes para o transporte de calor de uma fonte para outra. O entendimento da interação térmica entre fluido e sólido tem um alto impacto no projeto de sistemas de resfriamento e aquecimento. Este estudo lida com a transferência de calor em um conduto circular periódico, a partir de simulação numérica de alta ordem no âmbito do método de fronteiras imersas. Baixo uma condição ideal de isofluxo de calor na parede sólida, a temperatura é considerada como escalar passivo transportado pelo escoamento. Simulações laminares permitiram encontrar que a metodologia de fronteiras imersas teve segunda ordem de convergência na aproximação da temperatura na interface fluido-sólido. Em escoamento turbulento, as estatísticas de primeira e segunda ordem da velocidade e da temperatura tiveram um excelente ajuste com simulações numéricas diretas precedentes.

ABSTRACT:

Turbulent flows confined by solid walls are an efficient mean to transport heat from one source to other. The understanding of the thermal fluid-solid interaction has a high impact on designing of cooling and heating systems. This study deals with the heart transfer in a circular periodic pipe flow, by mean high order numerical simulation via immersed boundary method. For an iso-flux heat thermal boundary condition on the solid wall, the temperature is considered as a passive scalar transported by the flow. Laminar simulations allow finding that the immersed boundary methodology had a second order convergence in the temperature field approximation at fluid-solid interface. In turbulent flow, the first and second order statistics of the velocity and temperature had an excellent agreement with precedents Direct Numerical Simulations.

PALAVRAS CHAVE: Simulação numérica de alta ordem; transporte escalar; fronteiras imersas.

INTRODUÇÃO

A transferência de calor em escoamentos turbulentos internos (e.g. conduto circular e canal plano) tem uma ampla importância na indústria e na pratica da engenharia em geral. Consequentemente, uma representação precisa da transferência de calor em escoamentos turbulentos é a base fundamental no projeto eficiente de câmaras de combustão, trocadores de calor, reactores nucleares, sistema de resfriamiento de turbinas e de qualquer sistema de resfriamento e aquecimento. Porém, na indústria, as bases de dados experimentais, e, consequentemente, o entendimento da transferência de calor em escoamentos internos, ainda é escassa e insuficiente (Flageul, 2015). Pela complicação experimental de realizar medições precisas na fina subcamada viscosa (Saha*et al*., 2014), a simulação numérica direta (*DNS*) é uma ferramenta de alto impacto no entendimento de escoamentos turbulentos parietais (Kasagi e Shikazono, 1995).

Como uma geometria genérica, o escoamento turbulento em canal plano tem sido amplamente estudado por meio de *DNS (e.g.*Kasagi e Shikazono, 1995; Tiselj e Cizelj, 2012*)*. No entanto, o estudo do escoamento em dutos circulares*(e.g.* Redjem-Saad *et al.* 2007; Saha*et al*., 2014*)* é mais reduzido em relação ao canal plano. Nas ultimas décadas, a transferência de calor em escoamentos internos tem sido estudada assumindo a temperatura como um escalar passivo transportado pelo escoamento*(e.g.* Kasagi*et al*,. 1992; Tiselj*et al.*, 2001*)*. O transporte de um escalar passivo se refere à convecção-difusão de um campo escalar dentro do fluido em movimento, sem que sejam geradas modificações nas propriedades físicas do mesmo. Na prática, esta consideração é próxima da realidade, devido a que os gradientes de temperatura são normalmente baixos. Isto permite desconsiderar as pequenas variações das propriedades físicas.

A convecção de calor, em fluidos em movimento, é comumente chamadade *convecção forçada*, pois o campo de escoamento força o transporte da temperatura. Desta maneira, um escoamento é uma forma eficiente de transporte de calor de uma fonte emissora a uma receptora.Em escoamentos parietais a interação térmica ocorre entre fluido e sólido. Esta interação toma o nome de *Transferência de calor conjugada,* a qual representa o acoplamento térmico fluido-sólido. A modelagem da Transferência de calor conjugada pode ser muito complexa, em vista que as equações de transporte de calor no fluido e no sólido precisam ser acopladas e resolvidas consistentemente. Portanto, para evitar o acoplamento, é comum que alguns trabalhos considerem hipóteses simplificadoras como temperatura (condição *Isotérmica* de tipo Dirichlet) ou fluxo de calor (condição de *Iso-fluxo de calor* de tipo Neumman) constante na parede. Grosso modo, a condição *isotérmica* é mais próxima da condição real de transferência de calor quando a resposta térmica do fluido é lenta em relação à resposta térmica do sólido. Pelo contrario, a condição de *isso-fluxo de calor* é mais realista quando a resposta térmica do fluido é lenta em relação à resposta térmica do sólido (Tiselj e Cizelj, 2012).

Neste trabalho, o estudo de caso é a transferência de calorisotérmica, em escoamento turbulento em um conduto circular, sob a hipótese de transporte da temperatura como um escalar passivo.Cabe destacar que, a aplicabilidade das ferramentas numéricas desenvolvidas e aqui apresentadas pode ser estendida a qualquer transporte de campo escalar (passivo) em escoamentos turbulentos, incluindoconcentração de sedimentos em suspenção ou dissolvidos, salinidade ou poluentes. O solver de dinâmica dos fluidos utilizado é o código de 6ª ordem *Incompact3d* (Laizet e Lamballais, 2009), cuja eficiência na predição do perfil médio de velocidade e das tensões de Reynolds, em condutos forçados, foi recentemente avaliada no trabalho de Dairay et al. (2017). Sendo que no presente estudo, esta capacidade preditiva foi estendida à temperatura média e às flutuações.

METODOLOGIA

Nesta seção serão apresentadas as equações governantes da dinâmica do fluido e de transporte do campo de temperatura, junto com as condições de contorno e iniciais requeridas para a

sua solução. Também será brevemente apresentada e discutida a metodologia numérica aplicada na resolução das equações.

Dinâmica do escoamento

Como grandezas de referência, para escalar as equações de movimento do fluido, são adotados: o diâmetro do conduto (D),a velocidade média (U_m) e a massa específica do fluido (ρ).Considerando um conduto circular com área transversal uniforme,um balanço de forças em umcomprimentode conduto infinitesimal (dx) dá como resultado que a perda média de pressão é

$$\frac{d\langle \Pi \rangle}{dx} = -\left(2\frac{u_\tau}{U_m}\right)^2 + \left(\frac{\sqrt{gD}}{U_m}\right)^2 \frac{dy}{dx}, \qquad [1]$$

onde $\langle \Pi \rangle$ é a pressãoadimensional média na seção transversal, g é a aceleração da gravidade, dy/dx é a declividade longitudinal do condutoe u_τ é a velocidade de cisalhamento, definida como

$$u_\tau = \left(\frac{\tau_w}{\rho}\right)^{1/2}. \quad [2]$$

A Equação [1] sugere que em um conduto horizontal ($dy/dx = 0$) e com seção transversal constante (Figura 1), as perdas por atrito viscoso (primeiro termo do lado direito) não se compensam com as forças devidas a gravidade (segundo termo do lado direito). Isto quer dizer que o escoamento só tem perdas de energia, e tende a se deter e não conservar uma vazão permanente. Isto motivará a introduçãode um termo de forçagem na equação de conservação de momentum, para compensar a perda de pressão longitudinal e sustentar um escoamento permanente (em média).

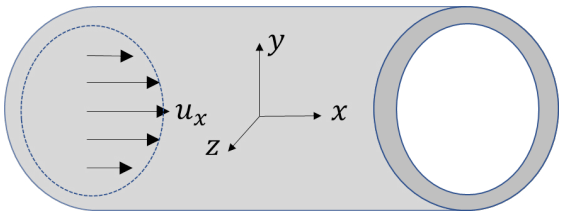


Figura 1.-Esquema da configuração do escoamento.

As equações governantes da dinâmica de fluidos são as equações de conservação de quantidade de movimento e conservação de massa, que na sua forma adimensional podem ser expressas, respectivamente, como:

$$\frac{\partial \vec{u}}{\partial t} = -\frac{1}{2}\left(\vec{\nabla}(\vec{u} \otimes \vec{u}) + \vec{u} \cdot \nabla \vec{u}\right) - \vec{\nabla}\Pi + \frac{1}{Re}\vec{\nabla}^2\vec{u} + \vec{f}, \qquad [3]$$

$$\vec{\nabla} \cdot \vec{u} = 0, \qquad [4]$$

onde, $\vec{u} = [u_x, u_y, u_z]^T$,$\Pi$e $Re = \rho U_m D/\mu = U_m D/$□são a velocidade, a pressão e o número de Reynolds, respectivamente. Na definição do numero de Reynolds μ e □ são a viscosidade dinâmica e cinemática do fluido, respectivamente. O vetor $\vec{f} = [f, 0, 0]$ é um termo de forçagem que compensa as perdas de pressão por atrito viscoso ao longo de x, sustentando um fluxo periódico e mantendo $U_m = 1$ (→ mantem vazão constante).

Na parede do conduto a velocidade satisfaz a condição de não deslizamento, enquanto que na direção principal do escoamento todas as variáveis são consideradas periódicas. Em vista que foram realizadas simulações laminares e uma turbulenta, as condições iniciais foram duas: solução

analítica para as simulações laminares e ruído branco com amplitude unitária para a simulação turbulenta. Cabe destacar que o escoamento em uma tubulação circular é linearmente estável, de maneira que as simulações inicializadas com a solução analítica permanecem laminares, independentemente do número de Reynolds. Além disso, foi mostrado que o ruído branco (não físico) não era suficiente para desenvolver a turbulência quando o numero de Reynolds é próximo do intervalo de transição. Desta maneira a simulação turbulenta ($Re = 5500$) foi inicializada com um ruído branco e um número de Reynolds maior ($Re = 20000$), e uma vez desenvolvida a turbulência, o número de Reynolds foi diminuído até o valor desejado.

Transporte da temperatura

No transporte escalar da temperatura, muitas vezes resulta conveniente trabalhar com a temperatura média T_m, definida como

$$T_m = \frac{\int_A T\,\vec{V}\,d\vec{A}}{A}, \qquad [5]$$

onde T é o campo dimensional de temperatura, $\vec{V}$ o campo dimensional da velocidade e $d\vec{A}$ um vetor normal à seção transversal e de magnitude infinitesimal.

Uma condição térmica de iso-fluxo de calor (de tipo Neumman) indica que, na parede

$$\left.\frac{\partial T}{\partial \vec{n}}\right|_p = \varphi_p \quad (\varphi_p \equiv contante), \qquad [6]$$

onde $\vec{n}$ é um vetor unitário normal à parede e φ_p é o fluxo de calor que está se querendo impor. Isto quer dizer que o fluxo de calor é uniforme ao longo da tubulação e constante no tempo, sendo que a temperatura na parede T_p é uma variável libre (Figura 2). Para esta condição térmica, é possível provar que a média azimutal da temperatura na parede $\langle T_p \rangle(x)$ deveria variar linearmente ao longo da tubulação, ainda que para escoamentos turbulentos existam flutuações instantâneas entorno desta tendência.

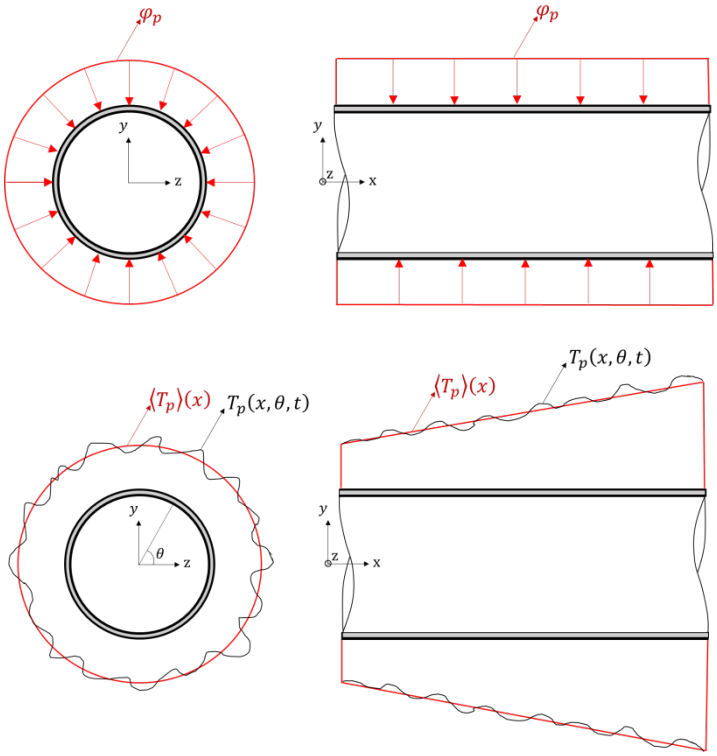


Figura 2.-Distribuição azimutal (esquerda) e longitudinal (direita) de fluxo de calor (acima) e temperatura (abaixo) na parede para a condição térmica de *iso-fluxo de calor* imposto diretamente.

No presente trabalho a condição de *iso-fluxo de calor* será representada a partir de uma condição de tipo Dirichlet, é dizer, será imposta a temperatura na parede (não o fluxo), considerando que a temperatura instantânea na parede é igual à média azimutal ($T_p = \langle T_p \rangle$), e deixando o fluxo de calor libre (Figura 3). Isto garante indiretamente que a média azimutal do fluxo $\langle \varphi_p \rangle$seja uniforme ao longo da tubulação. Mais formalismos matemáticos desta condição térmica são detalhados por Piller (2005), quem a chama de *condição de contorno de tipo mista*, pois a condição de contorno de Neumman é aproximada a partir de uma condição de contorno de tipo Dirichlet. Vários autores trabalham com esta condição de contorno térmica para simular uma condição de iso-fluxo (e. g. Piller, 2005; Redjem-Saad *et al.*, 2007; Saha*et al.*, 2011 e Saha*et al.*, 2014).

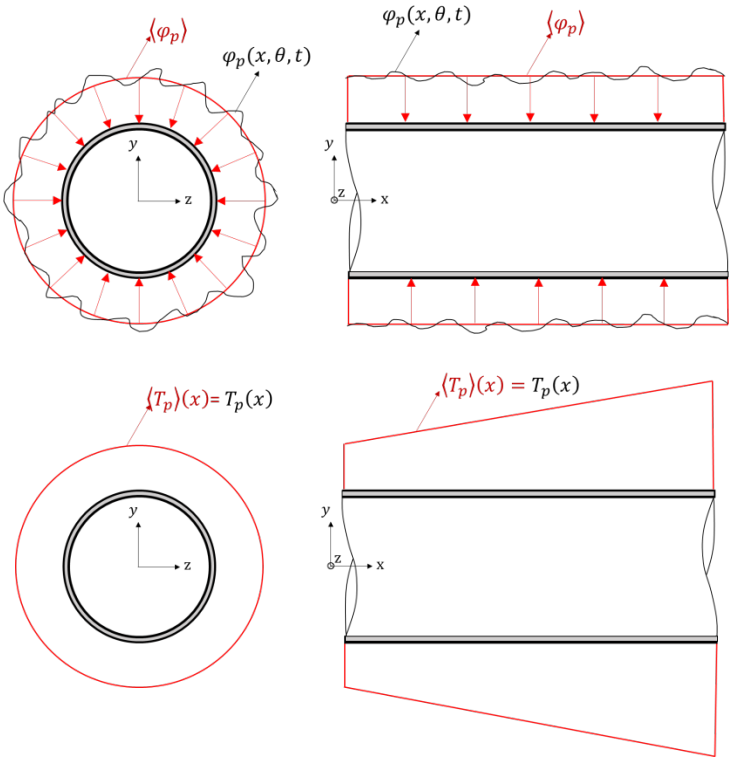


Figura 3.-Distribuição azimutal (esquerda) e longitudinal (direita) de fluxo de calor (acima) e temperatura (abaixo) na parede para a condição térmica de *iso-fluxo de calor* imposto indiretamente.

Como a T_p varia linearmente ao longo de x, um balanço global de temperatura irá mostrar que a temperatura média T_m também terá uma variação linear e proporcional a T_p, ou seja, que o perfil da temperatura muda com x. Isto é indesejável na hora de calcular as estatísticas da temperatura, pois sua magnitude irá mudar de seção a seção. Porem, a temperatura adimensionalΘ definida como:

$$\Theta(x,y,z,t) \equiv \frac{T_p(x) - T(x,y,z,t)}{T_p(x) - T_m(x)}\,, \qquad \textbf{[7]}$$

pode lidar com este problema, pois pode ser conferido porinspeção que a média de Θ é $\Theta_m = 1$ em qualquer seção transversal. Desta foram, assumindo esta mudança de variável (Eq. [7]) a equação adimensional de transporte escalaré

$$\frac{\partial \Theta}{\partial t} = -\vec{u} \cdot \vec{\nabla}\Theta + \frac{1}{Re\,Pr}\nabla^2\Theta + f_\Theta\,, \qquad \textbf{[8]}$$

onde, $Pr = \nu/\lambda$ é o número de Prandtl que relaciona a viscosidade cinemática do fluido (ν) e sua difusividade térmica (λ). O termo fonte f_Θ, que tem um papel equivalente a f na equação de conservação de momentum (Eq. [3]), conserva a média da temperatura $\Theta_m = 1$.Pode ser provado que o valor médio de f_Θ é

$$f_\Theta = \frac{4u_x}{Re\,Pr}\frac{\partial\langle\Theta\rangle}{\partial\vec{n}}\Big|_p, \quad com \quad \frac{\partial\langle\Theta\rangle}{\partial\vec{n}}\Big|_p = -Nu\,, \qquad \textbf{[9]}$$

onde Nu é o número deNusselt (fluxo de calor adimensional) definido como

$$Nu = \frac{hD}{k}\,, \qquad \textbf{[10]}$$

sendo que h é o coeficiente de convecção de calor local (da lei de resfriamento de Newton) e k é a condutividade térmica. A modo de esclarecimento, éimportante saber que se se assume como forma adimensional $\Theta(\mathrm{x},\mathrm{y},\mathrm{z},\mathrm{t}) \equiv \frac{\mathrm{T_p(x)-T(x,y,z,t)}}{\varphi_p/(\rho c_p U_m)}$ o fluxo adimensional, na Equação [9], seria $\frac{\partial\langle\Theta\rangle}{\partial\vec{n}}\Big|_p = -\mathrm{RePr}$.

Neste trabalho o f_Θ foi adicionado na equação de transporte por meio de correção da temperatura média. Isto que dizer, que a cada passo de tempo foi feito um ajuste no campo de temperatura para forçar $\Theta_m = 1$, pois o Nu,necessário na Equação [9], não é conhecido *a priori*. Este procedimento gera uma serie temporal do termo fonte,que oscila em torno do valor médio definido pela Equação [9]. Desta forma, no fim da simulação o numero de Nusselt pode ser estimado através da média temporal de f_Θ substituída na Equação [9].

Sendo consistente com a adimensinalização adotada (Eq. [7]), a temperatura na parede do conduto é

$$\Theta_p = 0, \qquad [11]$$

enquanto que na direção do escoamento principal, Θ é periódica. Aqui vemos que as condições de contorno da velocidade e da temperatura são as mesmas, o que facilita muito o trabalho computacional.

Metodologiacomputacional

Visando representar com maior acurácia a turbulência, o código de alta ordem *Incompact3d* (Laizet e Lamballais, 2009) é adotado para resolver as equações de movimento do fluido ([3] e [4]) e de transporte escalar ([8]). O código permite uma aproximação das derivadas espaciais com 6ª ordem de precisão, em uma malha cartesiana retangular, e um esquema de avanço temporal de Adams-Bashforth de 3ª ordem.

Em vista do uso de uma malha cartesiana retangular (Figura 4), a representação do conduto com geometria cilíndrica foi realizada por meio de um método de fronteiras imersas (*IBM*) baseado em uma adaptação do método daforçagem direta (Gautier et al. 2014). Esta adaptação é chamada de forçagem direta alternada, pois consiste em uma reconstrução 1D da variável (velocidade ou temperatura) dentro da fronteira imersa. Em outras palavras, a metodologia reconstrói a variável em uma direção por vez (durante derivação espacial), contrario a outras reconstruções 2D ou 3D. isto permite que a estratégia de paralelização de decomposição do domínio possa ser aplicada em conjunto com o *IBM*.

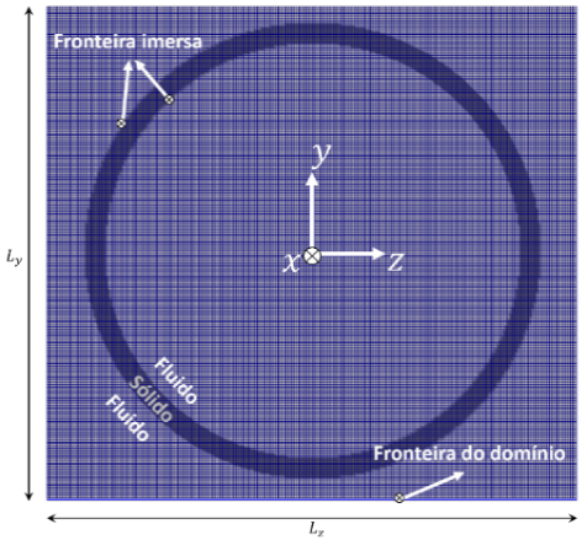


Figura 4.- Malha retangular uniforme projetada no plano yz.

RESULTADOS E DISCUSSÃO

Em todas as simulações foi adotado$Pr = 1$ e$Re = 5500$. Como mencionado na metodologia, o escoamento em conduto circular é hidrodinâmicamenteestável, de maneira que as simulações laminares são independentes do Re quando inicializadas com perturbações baixas ou inexistentes.

O código foi verificadoavaliando os resultados com soluções analíticas de escoamento laminar permanente (simulações 1 a 6 da Tabela 1). Isto permitiu fazer uma análise de convergência espacial e estudar a precisão na interface fluido-sólido definida pela fronteira imersa (Figuras 5 e 6). A análise mostra que o maior erro na temperatura é de segunda ordem e está localizado na interface. Os mapas de erro revelam um padrão de redução de erro onde a fronteira imersa está mais perto do contorno computacional. Por outra parte, observa-se uma diferença na ordem de convergência da temperatura, quando se usa o solver de velocidade ou quando se usa a solução analítica da velocidade.

Tabela 1.- Parâmetros das simulações: número de pontos ($n_x \times n_y \times n_z$), tamanho do domínio ($L_x \times L_y \times L_z$) e passo de tempo ($\Delta t$).

Simulação	$n_x \times n_y \times n_z$	$L_x \times L_y \times L_z$	Δt
1	8 × 32 × 32	5 × 1.28 × 1.28	1 × 10^{-3}
2	8 × 32 × 32	5 × 1.28 × 1.28	2 × 10^{-3}
3	8 × 32 × 32	5 × 1.28 × 1.28	4 × 10^{-3}
4	8 × 64 × 64	5 × 1.28 × 1.28	1 × 10^{-3}
5	8 × 128 × 128	5 × 1.28 × 1.28	3 × 10^{-3}
6	8 × 256 × 256	5 × 1.28 × 1.28	5 × 10^{-3}
7	640 × 256 × 256	12.8 × 1.28 × 1.28	8 × 10^{-4}

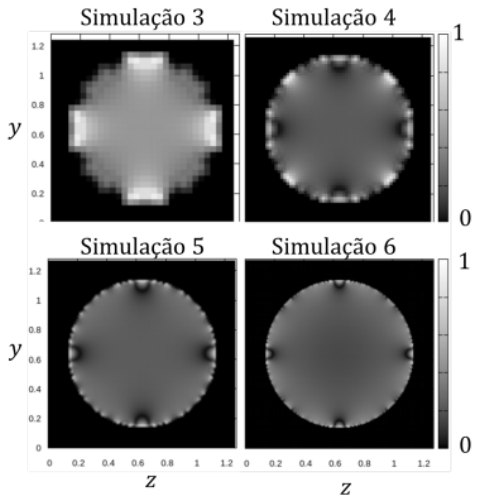


Figura 5.- Mapas de erro absoluto (escalado com o erro máximo) para diferentes resoluções espaciais (Tabela 1). A resolução aumenta de esquerda para direita e de acima para baixo.

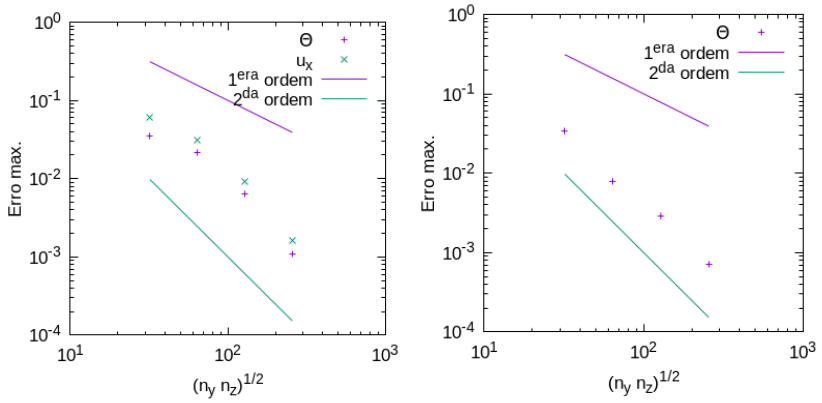


Figura 6.- Análise de convergência de malha (Tabela 1). À esquerda: usando o solver de velocidade; à direita: considerando a solução exata da velocidade.

Em uma segunda etapa, foi realizada um simulação de escoamento turbulento (Simulação 7 da Tabela 1) que permitiu validar as estatísticas da velocidade e a temperatura, além de permitir estimar o número de Reynolds baseado na velocidade de cisalhante ($Re_\tau \equiv u_\tau(D/2)/\nu$) e o número de Nusselt. As estatísticas foram calculadas em um intervalo de tempo no qual a estimativa de Re_τfoi estacionaria(Figura 7). Desta maneira, estimou se que $Re_\tau \approx 186.46$ e $Nu = 21.73$.

O número de Nusselt é o fluxo adimensional de calor (Equação [9]). Portanto, da estimativa de Nu observa-se uma oscilação em torno do valor médio (Figura 7). Isto está diretamente associado a não ter imposto (fixado) diretamente a condição de fluxo de calor na parede (condição de Neumann), mas ter trabalhado com a condição de tipo mista descrita na metodologia de transporte da temperatura.

O perfil de velocidade média e de tensões de Reynolds (média azimutal e temporal) ajustaram perfeitamente com o trabalho espectral de referência (Figura 8). Deve-se notar que as estatísticas da velocidade já foram validadas em Dairay et al. (2017) para um para$Re = 5300$ e$Re = 19000$. Portanto, aqui só são apresentadas para verificar a reprodução dos resultados de Dairay et al. (2017), mas a interesse principal deste trabalho está nas estatísticas da temperatura. Assim, tanto as estatísticas de primeira ordem (perfil azimutal de temperatura média) como as de segunda ordem (erro quadrático médio e fluxo turbulento de calor) ajustam satisfatoriamente com os resultados mais recentes (Figura 9). Por outra parte, os campos instantâneos de velocidade longitudinal u_x, qualitativamente, mostram uma alta correlação com os campos de temperatura (Figura 10).

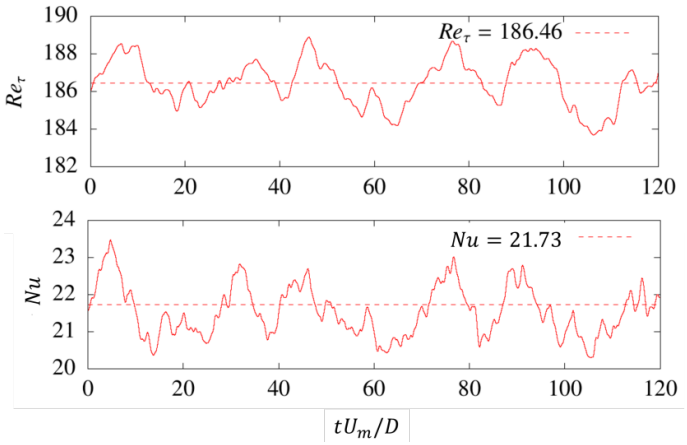


Figura 7.-Series temporais oriundas da estimação de Nu e $Re_\tau \approx \langle u_\tau \rangle (D/2)/\nu$.

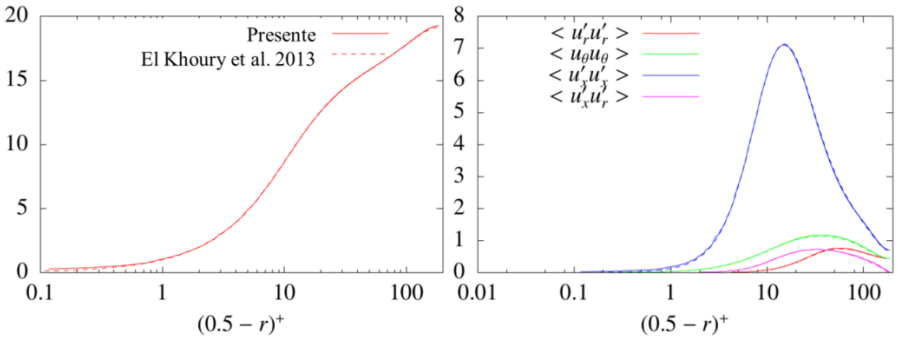


Figura 8.-Estadísticas da velocidade ($Re = 5500$, linhas continuas) comparadas com os trabalho de El Khoury et al. 2013 ($Re = 5300$, linhas pontiliadas). Esquerda: Perfil de velocidade média; direita: perfil de tensões de Reynolds. Todas as quantidades estão presentadas em unidades de parede(super índice +).

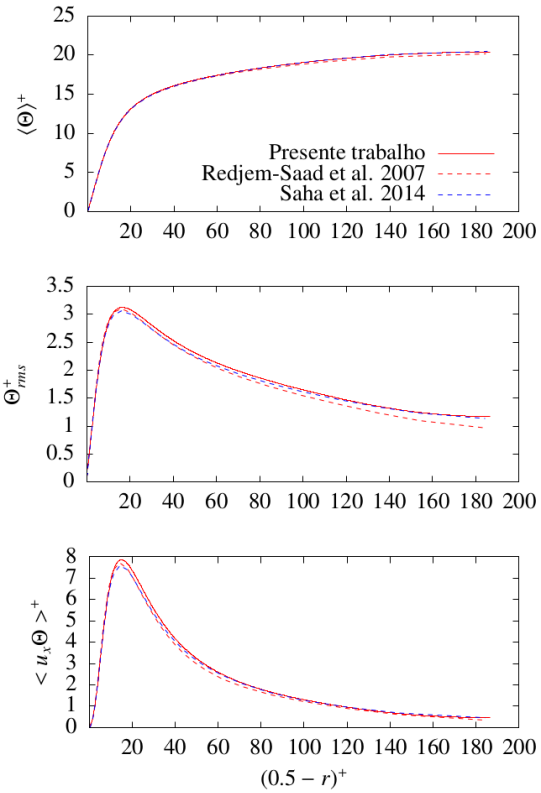


Figura 9.- Perfil das estatísticas da temperatura em unidades de parede. Superior: temperatura média; intermediário: erro quadrático médio; inferior: fluxo de turbulento de calor.

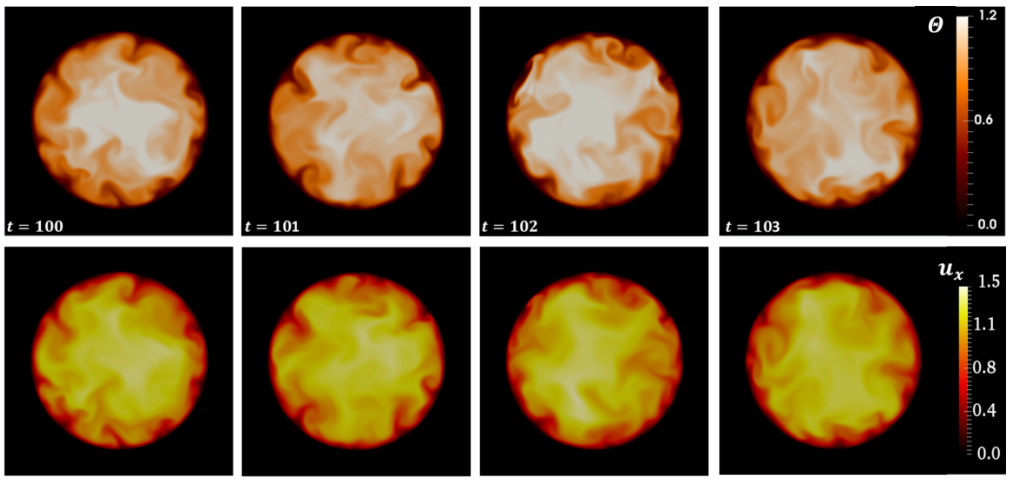


Figura 10.-Evolução temporal decampos instantâneos de temperatura (fila de cima) e velocidade (fila de baixo), em uma seção transversal em ! ! !¡ ! ! .

CONCLUSÕES

Com o código de alta ordem *Incompact3d* e o método de fronteiras imersas, foi simulados escoamentos laminares e um turbulento em um conduto circular periódico. A equação de energia representada na equação de transporte da temperatura foi resolvida de forma acoplada com o solver da velocidade, para representar uma condição mista de transferência de calor que pode ser fixada na parede por meio de uma condição de tipo Dirichlet.

As simulações laminares indicam que o código tem segunda ordem de precisão na interface fluido-sólido, representada pela fronteira imersa. A simulação turbulenta mostra que o código consegue representar satisfatoriamente os perfis azimutais médios da velocidade e as tensões de Reynolds, alémda temperatura média, as flutuações de temperatura e o fluxo turbulento de calor. Portanto, podemos afirmar que o *Incompact3d*, junto com a metodologia de fronteiras imersas, é uma ferramenta poderosa na representação do transporte escalar em escoamentos internos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Dairay, T., Lamballais, E. andBenhamadouche, S. (2017). "Mesh node distribution in terms of wall distance for large-eddy simulation of wall-bounded flows". *Flow, turbulence and combustion*., pp. 1-10. https://doi.org/10.1007/s10494-017-9863-5.

El Khoury, G. K., Schalatter, P., Noorani, A., Fischer, P. F., Brethouwer, G., Johansson, A. V.(2013). "Direct numerical simulation of turbulent pipe flow at moderately high Reynolds number". *Flow, turbulence and combustion*., pp. 475-495. https://doi.org/10.1007/s10494-013-9482-8.

Flageul, C. (2015). *Création de bases de données fines par simulationdirectepour les effets de la turbulence sur les transfertsthermiquespariétaux*. Tésis de Ph.D. , Poitiers, France.

Gautier, R., Laizet, S. and Lamballais, E. (2014). "A DNS study of jet control with microjets using an immersed boundary method". *International Journal of Computational Fluid Dynamics*, Vol. 28:6-10, pp. 399-410. https://dx.doi.org/10.1080/10618562.2014.950046.

Kasagi, N., Tomita, Y., Kuroda, A. (1992). "Direct numerical simulation of passive scalar field in a turbulent channel flow". *Journal of Heat Transfer*. Vol. 114(3), pp 598-606. https://dx.doi.org/ 10.1115/1.2911323.

Kasagi, N. and Shikazono, N. (1995). "Contribution of direct numerical simulation to understand and modelling turbulent transport". *Proceedings in royal society of London, Oct. 9. Series A: Mathematical and physical science*, London, Bangladesh. Vol. 451, pp 257-292.

Laizet, S. and Lamballais, E. (2009). "High order compact schemes for incompressible flows". *Journal of Computational Physics*, Vol. 228, pp. 5989-6015.https://dx.doi.org/10.1016/j.jcp.2009.05.010.

Piller, M. (2005). "Direct numerical simulation of turbulent forced convection in a pipe". *International Journal of Numerical Methods in Fluids*, Vol. 49, pp. 583-602. https://dx.doi.org/10.1002/fld.994.

Redjem-Saad, L., Ould-Rouiss, M., and Lauriat, G. (2007). "Direct numerical simulation of turbulent heat transfer in pipe flow". *International Journal of Heat and Fluid Flow*, Vol. 28. pp. 847-861. https://dx.doi.org/10.1016/j.injheatfluidflow.2007.02.003 .

Saha, S., Chin, C. and Ooi, A. S. H. (2011). "The influence of pipe length on thermal statistics computed from DNS of turbulent heat transfer".*International Journal of Heat and Fluid Flow*, Vol. 32. pp. 1083-1097. https://dx.doi.org/10.1016/j.injheatfluidflow.2011.09.003 .

Saha, S., Ooi, A. S. H. and Blackburn, H. M. (2014). "Validation criteria for DNS of turbulent heat transfer in pipe flow". *Proceedings in 10th International Conference on Mechanical Engineering*, Dhaka, Bangladesh. pp. 599-604. https://dx.doi.org/10.1016/j.proeng.2014.11.778.

Tiselj, I.,Cizelj, L.,(2001). "Effect of wall boundary condition on scalar transfer in a fully developed turbulent flume". *Physics of Fluids*. Vol. 13(4), pp. 1028-1039. https://dx.doi.org/10.1063/1.1350899.

Tiselj, I., Cizelj, L.,(2012). "DNS of turbulent channel flow with conjugate heat transfer at Prandtl number 0.01". *Nuclear engineering and Design*. Vol. 253, pp. 153-160. https://dx.doi.org/10.1016/j.nucengdes. 2012.08.008.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi parcialmente financiado pelo programa "Investissements d'Avenir" do governo da França (LABEX INTERACTIFS, reference ANR-11-Labex-0017-01), pela CAPES e pela bolsa de doutorado concedida pelo Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) do Brasil.

Este trabalho recebeu acesso aos recursos do NACAD – UFRJ, sob a plataforma LoboC, e do HPC do "Très Grand Centre de Calcul" (TGCC) sob a alocação A0032A07624 feita pelo "Le Grand ÉquipementNational de CalculIntensif" (GENCI).

IAHR **AIIH**

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

FORMACIÓN DE MACRO-ESTRUCTURAS COHERENTES EN ESPIGONES FLUVIALES SUMERGIDOS

Chaoqi Wang[1], Wernher Brevis[2] y Leticia Tarrab[3]
[1]Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Sheffield, Reino Unido
2Departamento de Ingeniería Hidráulica y Ambiental y Departamento de Minería, Pontificia Universidad Católica de Chile, Chile, wbrevis@ing.puc.cl
[3]Laboratorio de Hidráulica, FCEFyN, Universidad Nacional de Córdoba, Argentina
ltarrab@gmail.com

RESUMEN:

La estructura del flujo y la formación de zonas de recirculación en campos de espigones es un tema de interés en el análisis de procesos fluviales incluyendotransporte de sedimentos, transporte de masa, e impactos ecológicos. En el caso en que los espigones se encuentran sumergidos, se forman estructuras coherentes de gran escala en la interface con el canal principal. La advección de estas estructuras causa una oscilación de las capas de corte laterales, la cual se relaciona con una alta inestabilidad del flujo dentro del campo de espigones. En este trabajo se realizaron experimentos para caracterizar el campo de flujo utilizando la técnica de velocimetríaporimágenes de partículas (PIV). Las estructuras dominantes fueron identificadas usando una descomposición modal del tipo POD. Se analiza la influencia de estas estructuras en las estadísticas turbulentas.

ABSTRACT:

The flow structure around and between groynes has been shown to be important for several fluvial processes including sediment transport, mass transport and ecologicalprocesses. Whengroynes are submerged, large-scale coherent structures are formed at the interface with the main channel. The advection of these structures causes an oscillation of the lateral shear layers, the signature of the oscillation relates to a high unsteadiness of the flow characteristic within the groynes filed. Experiments were performed to characterize the flow field using particle image velocimetry. The dominant structures were further identified usingproper orthogonal decomposition, the influences of these structures on turbulent statistics are presented and analyzed in this work.

PALABRAS CLAVES: zonas muertas; espigones sumergidos; PIV; POD

INTRODUCCIÓN

La formación de zonas de recirculación de gran escala en aguas someras se encuentra omnipresente en los ambientes fluviales. Estas zonas se pueden formar debido a separaciones importantes en la sección transversal, como por ejemplo aquellas que ocurren en la presencia de puertos fluviales o en el caso del flujo que ocurre entre espigones. Durante condiciones hidrológicas normales, estas zonas de recirculación presentan bajas velocidades del flujo, por lo cual se les ha denominado zonas muertas (ZM) (Brevis et al., 2014). Las ZM pueden afectar varios procesos fluviales como por ejemplo modificaciones del transporte de sedimentos, debido a las altas tasas de deposición que inducen (Jacoub y Westrich, 2006) y a importantes efectos en el transporte de material disuelto, lo cual se manifiesta en la modelación unidimensional como un incremento del coeficiente longitudinal de dispersión (Uijttewaal et al., 2001). Pese a la gran cantidad de información existente para el caso emergido, muy pocos trabajos han estudiado los efectos de la sumergencia de los espigones en los patrones conocidos de flujo. En estos casos se han observado importantes diferencias respecto al caso emergido y a las consecuencias en los procesos descritos previamente. Uijttewaal (2005) investigó la influencia de varios parámetros en las características del flujo sumergido, como por ejemplo la forma geométrica y el nivel de sumergencia definido como $\xi=h/H$, donde H es la altura del espigón y h la profundidad del flujo. Los resultados de Uijttewaal (2005) muestran que la estructura asociada a la condición sumergida exhibe características tri-dimensionales, lo cual es una importante diferencia con el flujo formado durante la condición emergida. Además, el trabajo de Uijttewaal (2005), concluye que la velocidad del canal principal tiene efectos insignificantes en los patrones de flujo, mientras que presenta una gran dependencia con ξ. Por otra parte, Yossef (2005) analiza los efectos en el transporte de sedimentos inducido por la condición de flujo sumergido y emergido. Mediciones complementarias sobre un lecho fijo permitieron observar algunas de las diferencias, causadas por la sumergencia, en la estructura de la capa de corte lateral formada entre la ZM y el cauce principal. Mientras que la zona de corte se forma desde la cabeza del espigón en el caso emergido, y muestra una tasa de crecimiento relativamente constante con la dirección longitudinal, Yossef (2005) observó un ancho constante de la zona de corte durante la condición sumergida. Los experimentos con lecho móvil realizados por el mismo autor caracterizaron el intercambio de sedimento en ambos casos. Los resultados muestran que, durante la condición emergida, el sedimento es principalmente transportado hacia el la ZM en la zona de impacto de la capa de corte lateral contra el espigón de aguas abajo, mientras que en el caso sumergido el sedimento se intercambia prácticamente a lo largo de toda la interfaz. Una caracterización del campo de flujo durante las condiciones sumergidas podría explicar algunas de las características observadas por investigaciones anteriores. En este trabajo se realiza una investigación experimental en laboratorio para describir la estructura del flujo medio y la formación de estructuras coherentes en espigones sumergidos. Se analizan dos relaciones de aspecto de la ZM para una sumergencia relativa constante y se presentan las características del campo medio turbulento y las estructuras del flujo estadísticamente dominantes usando una técnica de descomposición modal (ProperOrthogonalDecomposition, POD, Brevis y Garcia-Villalba, 2011).

INSTALACION EXPERIMENTAL

Se realizaron mediciones en un canal de 17 m de largo y 1.8 m de ancho (B) perteneciente al Instituto de Hidromecánica del Instituto de Tecnología de Karlsruhe (KIT), Alemania. En el mismo se posicionaron una serie obstáculos rectangulares (espigones), separados longitudinalmente por una distancia W, en una de las paredes laterales del canal (Figura 1). La pendiente longitudinal del fondo fue de aproximadamente 0.005 m/m, y la profundidad del flujo fue cuasi-uniforme con un valor $h = 0.07$ m en el área de medición. Las mediciones fueron realizadas en planos horizontales y verticales con un caudal constante de $Q = 0.0216$ m^3/s para el caso de los planos horizontales y $Q = 0.012$ m^3/s para el caso de los planos verticales.

El número de Reynolds basado en la velocidad media $U=Q/(Bh)$ fue $Re_h = hU/v = 11800$para el caso de las medicionesen planos horizontales y de $Re_h = 6700$ para el caso de las mediciones en planos verticales. Las condiciones de flujo fueron establecidas de manera de que el número de Froude sea bajo; $Fr=U/\sqrt{gh}=0.2$ para el caso de mediciones horizontales y $Fr = 0.11$en el caso de medicionesverticales, por lo tanto, no se observaron fluctuaciones de la superficie del agua. Estas mediciones a distintos números de Reynolds fueron realizadas en distintas actividades experimentales con la finalidad de verificar que las características de flujo observadas no cambiaran con el número de Reynolds

Con el fin de obtener una capa de cortedesarrollada, se colocaron espigones en todo el largo del canal y se ubicó la zona de medición después de 20 zonas muertas (ZM). La ZM analizada fue localizada a 10.5 m aguas debajo de la entrada y 6.5 m aguas arriba de la salida del canal. Los espigones fueron representados con bloques de PVC de 0.25 m×0.075 m×0.05 m ($L\times T\times H$), las cuales se muestran en la Figura 1. Se simularon dos relaciones de aspecto $\lambda=W/L=1$ y $\lambda=2$, ambas para una relación de sumergencia de $\xi=h/H=1.4$, siendo H la altura del espigón y L su longitud.

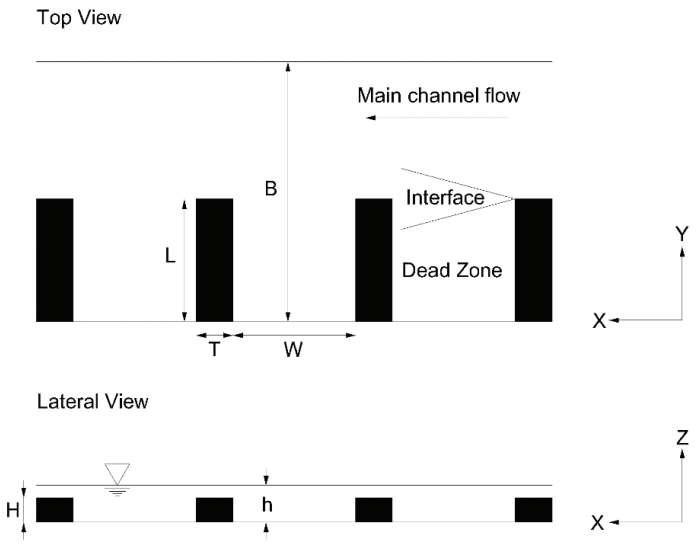


Figura 1.- Definición de parámetros geométricos del ensayo.

Se midieron campos de velocidades con la técnica de Velocimetría por Imágenes de Partículas (PIV) en 2 planos horizontales para cada relación de aspecto, uno en superficie $Z = h$y el otro en la profundidad media$Z = 0.5\ h$. En el caso de los planos verticales, se consideraron 5 planos para el caso $\lambda=1$, y 6 planos para el caso $\lambda=2$, siendo todos los planos paralelos al pared del canal. La posición de los planos verticales respecto a la pared del canal se muestra en la Tabla 1.

Tabla 1.- Ubicación de los planos verticales.$l$es la distancia a la pared del canal, L longitud del espigón.

Posición	$\boldsymbol{l}$ (cm)	$\boldsymbol{l/L}$
Position 1	5.62	0.22
Position 2	14.12	0.56
Position 3	17.12	0.68
Position 4	20.62	0.82
Position 5*	24.12	0.95
Position 6	31.12	1.23

En el caso de la medición en el plano horizontal ubicado a una profundidad media del agua, el flujo se sembró con partículas de poliamida de 100 μm de diámetro medio y una densidad de 1.016

g/cm^3. Las partículas se iluminaron con un haz de luz proveniente de un láser Q-Switch Nd-YAG de doble cavidad y con una energía de pulso máxima de 120 mJ por pulso y longitud de onda de la luz emitida de 532 mm. En el caso del plano horizontal ubicado en la superficie del agua, la iluminación del láser fue innecesaria y se utilizaroncomo trazadores partículas de polipropileno con una densidad de 0,9 g / cm^3 y un diámetro medio de 250 μm. En las mediciones en planos verticales, el flujo también se sembró con partículas de poliamida, con una densidad de 1.016 g/cm^3 y un diámetro medio de 150 μm. Se utilizó una cámara científica CCD de 1280 x 220 píxeles de resolución, y la misma permitía obtener un par de imágenes separadas en40 ms a una frecuencia de 5 Hz. En el caso de los planos horizontales, se obtuvieron 6000 imágenes en 10 minutos y para la medición en los planos verticales, la cámara grabó durante aproximadamente 13 minutos (12000 imágenes) con una frecuencia de adquisición de 15 Hz. Las imágenes fueron analizadas con el paquete PIV para Linux GPIV y algoritmos desarrolladoen Python.

DESCOMPOSICIÓN PROPIA ORTOGONAL

Desde el punto de vista de la turbulencia, la descomposición propia ortogonal (POD, por sus siglas en inglés)es un potente método para el análisis de datos. Su objetivo es obtener una descripción de baja dimensión de un proceso de alta dimensión (Berkooz et al., 1993). Los análisis que usan POD son generalmente para la extracción de las "formas de los modos" o de funciones base de los datos obtenidos en un experimento o simulación numérica, donde los modos extraídos de la descomposición son usados para mostrar estructuras relevantes pero “ocultas” en los datos (Kerschen et al., 2005). En relación a la revisión propuesta por Liang et al.(2002), existen tres métodos utilizados para realizar la técnica POD, incluyendo la Descomposición Karhumen-Loève (KLD), el Análisis de Componentes Principales (PCA) y la Descomposición de Valor Singular (SVD). En el presente trabajo se utilizó SVD para calcular el POD. La aplicación fue realizada en base a Kerschen et al. (2005), para lo cual los datos experimentales de velocidadson discretizados en el espacio y el tiempo y sise considera que se realizan mediciones en *m*posiciones y se realizan *n* experimentos, los que se pueden representar en una matriz de velocidad **X**, de tamaño$m \times n$,como:

$$\mathbf{X} = \begin{bmatrix} x_{11} & \cdots & x_{1\mathrm{n}} \\ \cdots & \cdots & \cdots \\ x_{\mathrm{m}1} & \cdots & x_{mn} \end{bmatrix} \qquad [1]$$

Para cada matriz real $\mathbf{X}m \times n$, el SVD de la matriz puede ser escrito como:

$$\mathbf{X} = \mathbf{USV}^{\mathrm{T}} \qquad [2]$$

donde**U**esuna matriz, de tamaño$m \times m$, que representa la forma espacial de los modos, **S**es una matriz diagonal, de tamaño$m \times n$, con números positivos reales en la diagonal que representan la contribuciónenergética de los modos extraídos y **V**es una matriz, de tamaño $n \times n$, que contiene los coeficientes de tiempo de los modos correspondientes. Esta técnica proporciona una definición matemática de estructuras relevantes en lo que respecta a su energía y un método para su extracción de campos de flujo turbulentos estacionarios. Si el flujo investigado es altamente coherente o presenta un bajo número de Reynolds, el flujo podría representarse utilizando solo algunos modos, sin embargo, para flujos con altos números de Reynolds, la energía puede ser distribuida en un gran número de modos (Kostas et al., 2005).

RESULTADOS

En la Figura 2 se muestra el campo de velocidades medio del flujo en ($Z = 0.5h$). Para ambas razones de aspecto (λ=1 y λ=2) se puede observar la formación de una zona de recirculación análoga a la del caso emergido (Brevis et al., 2014), pero con un centro de giro localizado más cerca del muro del canal y desplazado longitudinalmente hacia aguas abajo. En términos de la magnitud de velocidad, estas disminuyen a valores por debajo de 0.2U en gran parte del volumen entre espigones, induciendo un gradiente de velocidad en la interfaz que resulta en la formación de una capa de corte lateral.

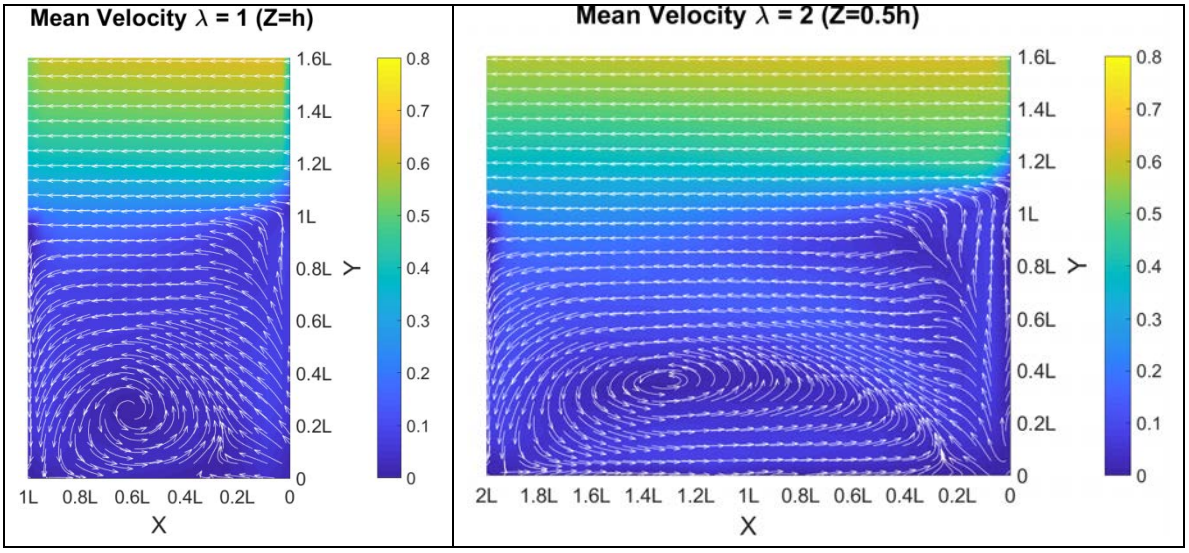


Figura 2.- Campos de flujo horizontales medidos. Izquierda:$Z = h$, $\lambda = 1$, Derecha:$Z = 0.5h$, $\lambda = 2$. La escala muestra la magnitud de la velocidad adimensional $\sqrt{\bar{u}^2 + \bar{v}^2}/U$, donde $\bar{u}$ y $\bar{v}$ corresponden a las componentes promedio de velocidad en la direccion longitudinal y transversal, respectivamente.

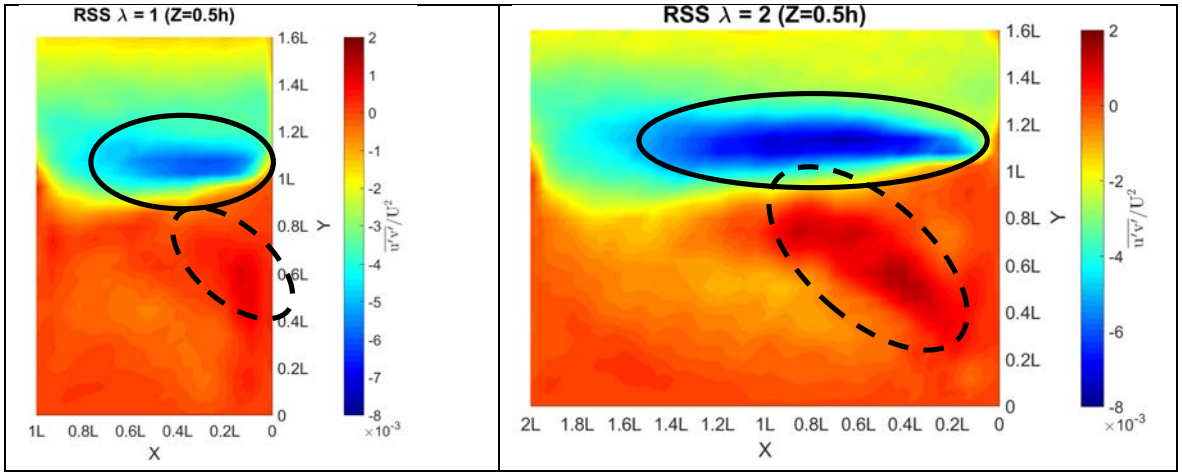


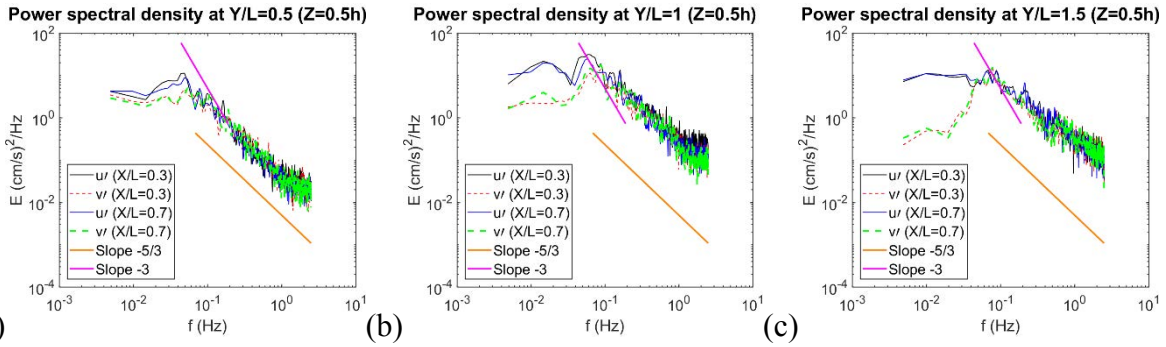
Figura 3.- Distribución de los esfuerzos de Reynolds en $Z = 0.5h$. Izquierda: $\lambda = 1$, Derecha: $\lambda = 2$. Se muestra la magnitud de los esfuerzos de Reynolds adimensionales $\overline{u'v'}/U^2$, donde u' y v' corresponden a las fluctuaciones instantáneas de velocidad en la dirección longitudinal y transversal, respectivamente. La linea sólida muestra la capa de corte lateral formada en la interfaz con el canal principal. La línea segmentada muestra la posición de la capa de corte diagonal de signo contrario.

La presencia de una capa de corte horizontal es evidente en la Figura 3, la cual describe la distribución de esfuerzos de Reynolds en ($Z = 0.5h$). En la figura es también posible observar la generación de una capa de corte diagonal, de signo opuesto, formada por el flujo proveniente por encima del espigón y la zona de recirculación. En el caso emergido, la distribución de esfuerzos de Reynolds en la dirección transversal presenta una distribución más estrecha que en este caso (Brevis et al., 2014).

Con el fin de analizar las estructuras coherentes y las fluctuaciones de baja frecuencia que influyen en el intercambio de masa en el campo del espigón se aplicó la metodología presentadapor Welch (1967) para determinar el espectrodensidad energía (PSD). Debido a las características del flujo se consideraron seis posiciones en cada plano horizontal. En la dirección transversal se consideraron:$Y/L = 0.5$, $Y/L = 1$ y $Y/L = 1.5$ que corresponden: al punto medio de la ZM, a la ubicación de la capa de corte, y al canal principal (fuera de la ZM) respectivamente. En la dirección del flujo se consideraron dos puntos para cada posición en la dirección transversal, $X/L = 0.3$ y $X/L = 0.7$ en el caso de$\lambda = 1$, y $X/L = 0.7$ y $X/L = 1.4$ en el caso de$\lambda = 2$.

En la Figura 4 y en la Figura 5 se muestran los resultados de los espectros de las fluctuaciones de las componentes de velocidad, u'yv'.En el caso de λ=1, para una misma posición en sentido transversal, los patrones de frecuencia entre diferentes ubicaciones en la dirección del flujo muestran un comportamiento en sus frecuencias similar (Figura 4), especialmente enel flujo que se encuentra a la profundidad media(Z=0.5h), esto significa que la misma fluctuación se encuentra presente a lo largo de la longitud de la zona muerta. Sin embargo, este fenómeno no se observa dentro de la ZM y en la capa de corte para el caso λ=2 (Y/L=0.5 eY/L=1), donde los patrones de frecuencia varían con respecto a las ubicaciones en la dirección del flujo (Figura 5). Para el flujo en canal principal (Y/L=1.5), se observa en todos los casos que la ubicación del punto analizadoen la dirección del flujopresenta una influencia insignificante en los patrones de frecuencia,observándose un pico único que indica la presencia de una fluctuación en la direcciónтransversal al flujo con una frecuencia de alrededor de 0.6 Hz en el plano medio del flujo y de alrededor de 0.7 Hz en el plano de la superficie del agua para ambas relaciones de aspecto.

Se observa en la mayoría de los casos un subrango inercial con pendiente -5/3, lo cual indica la presencia de una cascada energíatípica para un flujo 3D (McCoy et al., 2008).Para el caso del flujo superficial se observa un pequeño subrango con pendiente -3 cercano al pico del espectro, el cual puede estar asociado con un intercambio fuerte de energía de pequeñas escalas hacia mayores.



(a) (b) (c)

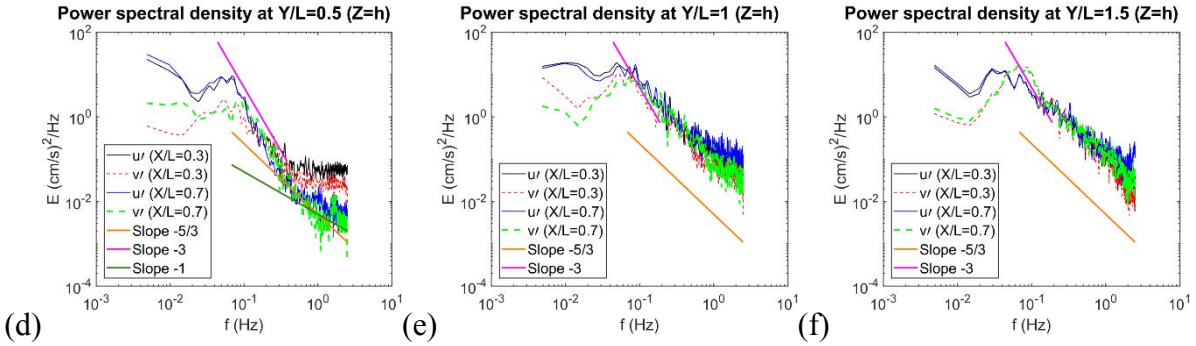


Figura 4.- Espectro de las fluctuaciones de las componentes de velocidad en un plano, u'yv'en $\lambda = 1$y en las siguientes posiciones: en el plano $(Z = 0.5h)$ en (a)$Y/L = 0.5$, (b)$Y/L = 1$, y (c)$Y/L = 1.5$ y en el plano $(Z = h)$ en (d)$Y/L = 0.5$, (e)$Y/L = 1$, y (f)$Y/L = 1.5$.

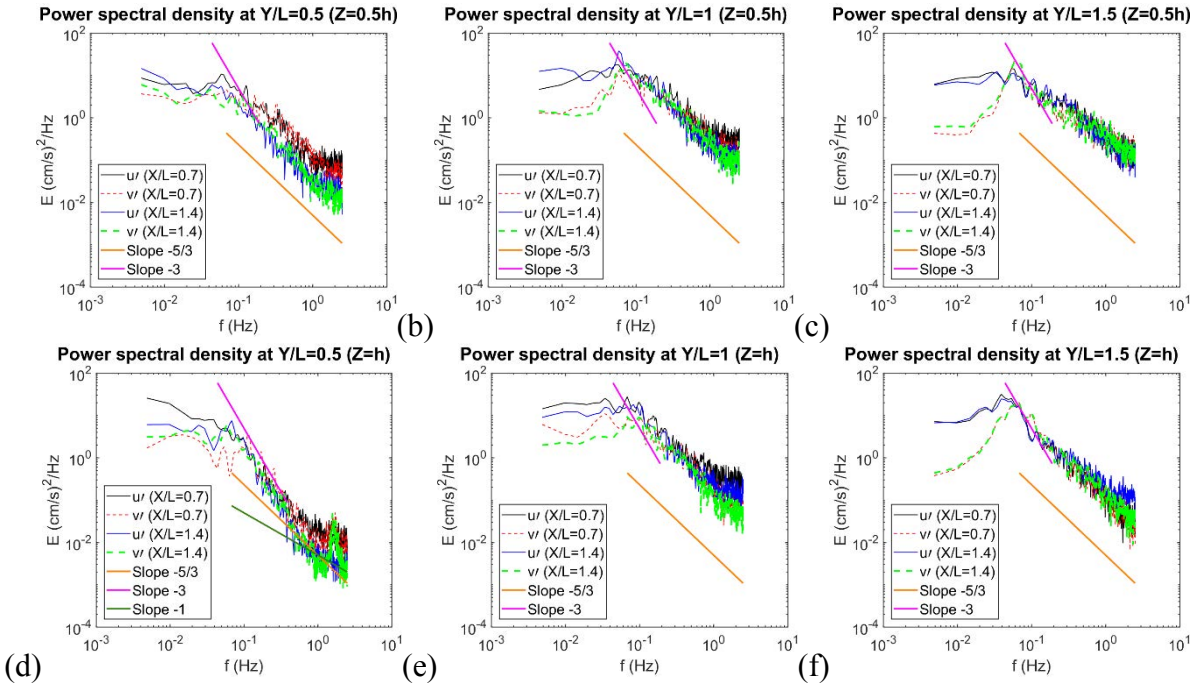


Figura 5.- Espectro de las fluctuaciones de las componentes de velocidad en un plano, u' and v'en $\lambda = 1$y en las siguientes posiciones: en el plano $(Z = 0.5h)$ en (a)$Y/L = 0.5$, (b)$Y/L = 1$y (c)$Y/L = 1.5$ y en el plano $(Z = h)$ en (d)$Y/L = 0.5$, (e)$Y/L = 1$ y (f)$Y/L = 1.5$.

En las visualizaciones del flujo se observó una oscilación periódica de la capa de corte lateral. Con el fin de entender el campo de flujo asociado a estas oscilaciones, se realizó una descomposición modal del tipo POD sobre las series de tiempo extraídas de las mediciones de velocidad realizadas con la técnica PIV. Para la aplicación del POD se utilizó la técnica SVD y mediante el software comercial Matlab se obtuvieron directamente las tres matrices **U, S, V.**No se consideró en el análisis el modo 1 ya que el mismo se encuentra relacionado a la estructura del flujo medio y es el que generalmente presenta la mayor contribución de energía, por lo cual el modo 1 fue remplazado por el modo 2. En la Figura 6 se muestra el espectro del POD generado usando la matriz **S** del SVD. En la misma se observa que el primer y segundo modo contribuyen en el mayor porcentaje de energía, siendo el porcentaje un valor relativamente bajo de alrededor del 2%. Se observa en el espectro POD una tendencia decreciente a partir del tercer modo, lo que indicaría que la estructura horizontal del flujo está constituida por una gran cantidad de modos con una pequeña diferencia en las contribuciones de energía entre ellos. La energía en los modos ubicados en la

superficie presenta generalmente mayor energía que los modos que se encuentran en el plano ubicado a la profundidad media.

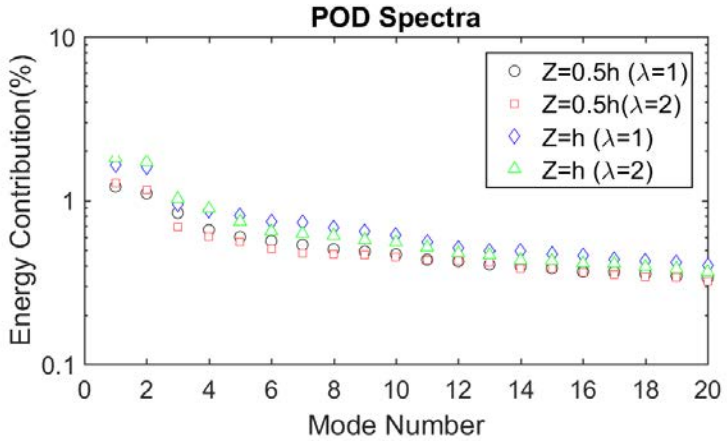


Figura 6.- Espectro POD desde el modo 1 al 20 para el análisis de POD en planos horizontales.

Los resultados de la forma espacial del modo dominante se muestran en las figuras 7, 8, 9 y 10 donde se observa el rotor del campo descrito por los resultados modalesindicando la presencia de estructuras verticales dentro del campo del espigón. En correspondencia con Rempfer y Fasel (1994), los modos generalmente aparecen de a pares si las estructuras coherentes son advectadas. Un par de modos no solo contiene información de la forma típica de la estructura, si no también muestra la evolución de la estructura cuando se desplaza hacia aguas abajo. Este fenómeno se observa con mayor claridad en la Figura 10en donde se observa un macro vórtice generado en la interfaz con un tamaño espacial similar en ambos y con un desplazamiento horizontal hacia aguas abajo en el tiempo entre los modos 1 y 2.En algunos casos solo se ve la mitad del vórtice (Figura 7a y 8a). Estos vórtices advectados introducen flujo desde el canal principal a la ZM o en dirección opuesta generando una oscilación de la capa de corte y produciendo inestabilidades dentro del campo del espigón.

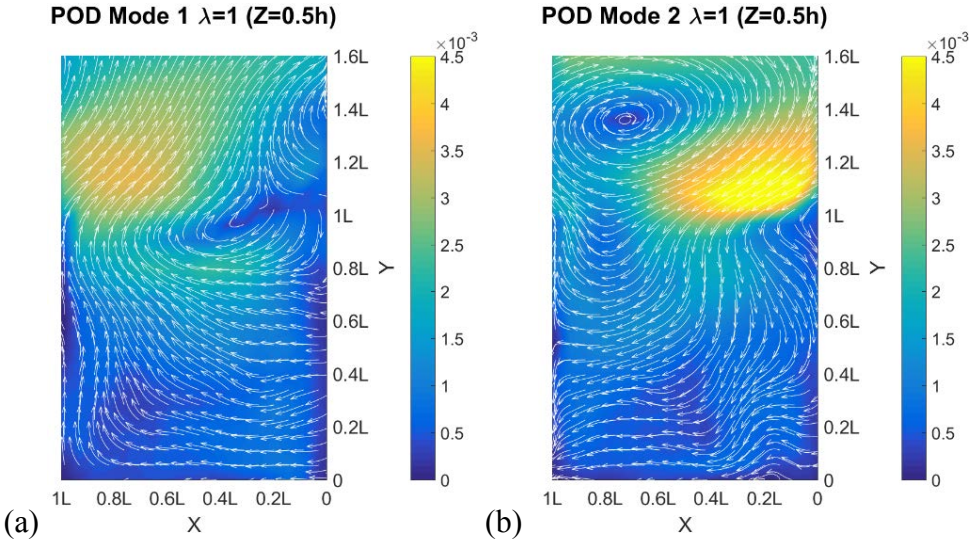


Figura 7.- Primeros dos modos del análisis POD para$\lambda = 1$en $Z = 0.5h$ (a) Modo 1, (b) Modo 2.

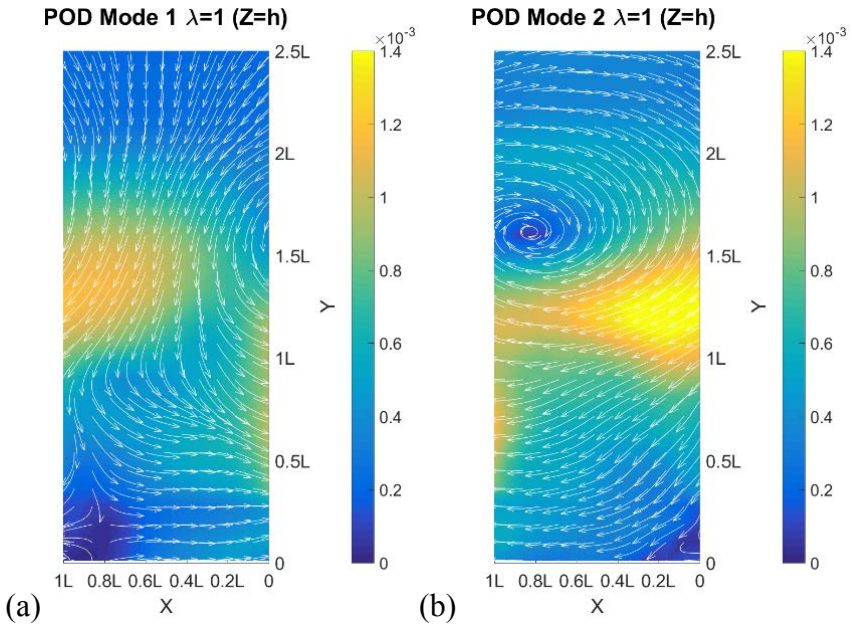


Figura 8.- Primeros dos modos del análisis POD para $\lambda = 1$ en $Z = h$ (a) Modo 1, (b) Modo 2.

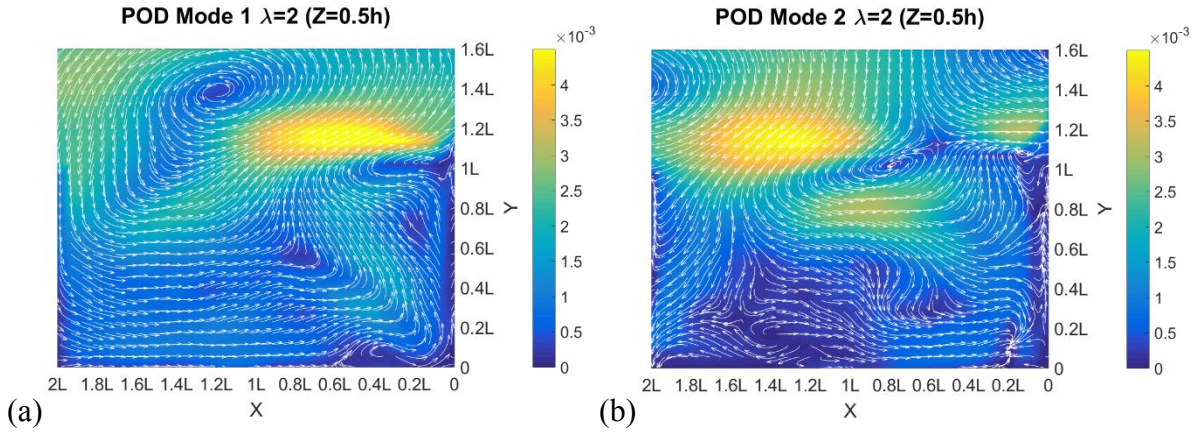


Figura 9.- Primeros dos modos del análisis POD para $\lambda = 2$ en $Z = 0.5h$ (a) Modo 1, (b) Modo 2.

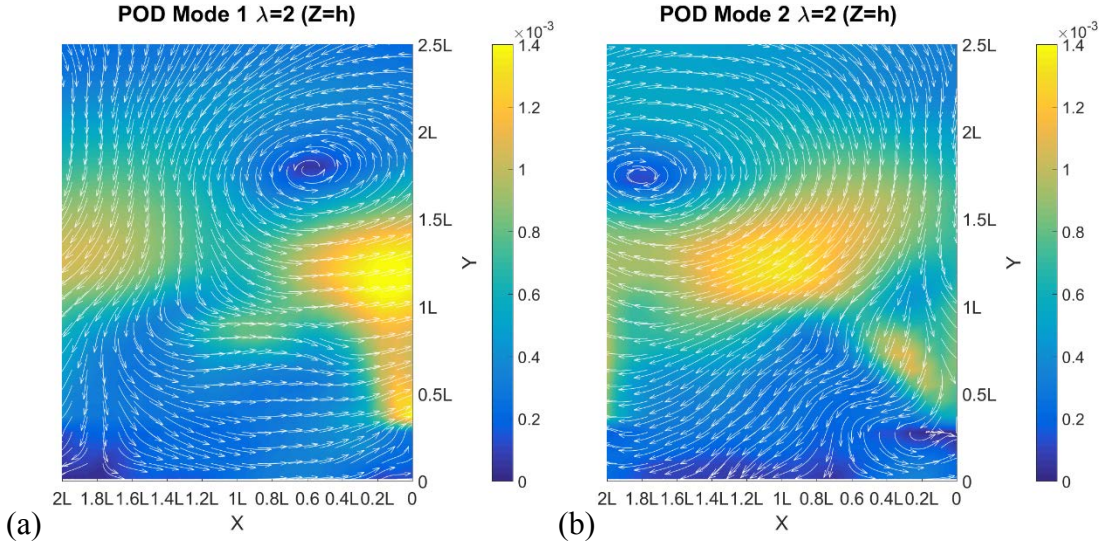


Figura 10.- Primeros dos modos del análisis POD para $\lambda = 2$ en $Z = h$ (a) Modo 1, (b) Modo 2.

Como se menciona anteriormente, la matriz **V** calculada en el SVD contiene el coeficiente de tiempo del modo correspondiente que generalmente se indica con el símbolo α, e indica la contribución del modo en diferentes tiempos. La Figura 11muestra cómo varía el coeficiente con el tiempo en el primer modo para el caso λ=1 y en el plano ubicado a profundidad media del flujo (Z=0.5h). Se aplicó el método PSD a la serie temporal delcoeficiente de POD del primer modo, α_1, con el fin de comprender procesos que no se observan directamente en el análisis. La figura 5 muestra el espectro de energía asociado a los coeficientes del modo dominante tanto en superficie como enZ=0.5h, para ambas razones de aspecto. Se observauna patrón de frecuencias similar en las diferentes condiciones analizadas (diferentes planos horizontales y diferentes relaciones de aspecto) destacándose unmáximo alrededor de 0.06 Hz.

Por otra parte, en la Figura12b se analiza el espectro de los coeficientes del POD para cinco modos en el caso $\lambda = 2 \text{y} Z = h$, en donde se aprecia un comportameinto similar entre el modo 1 y modo 2 en el rango cercano al máximo, y lo mismo se observa en los patrones del modo 3 y 4. Este fenómeno hace referencia a lo discutido anteriormente, con lo cual, si el modo aparece en un par, el espectro de sus coeficientes del tiempo tendrán patrones similares.

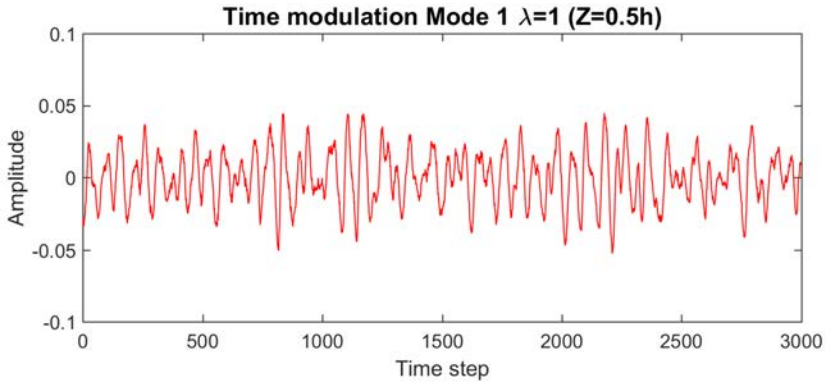
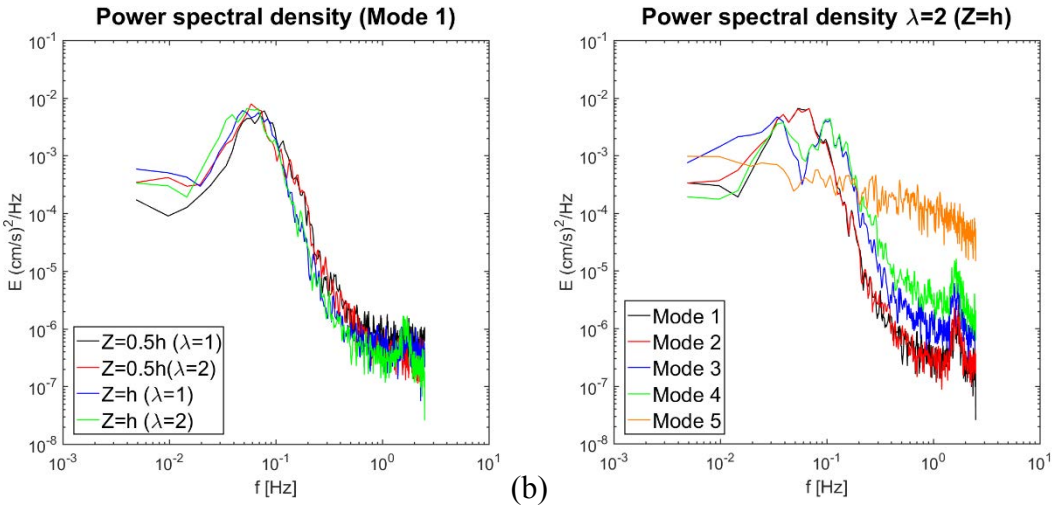


Figura 11.- Evolución del coeficiente del primer modo α_1, para $\lambda = 1$en $(Z = 0.5h)$.



(a) (b)

Figura 12.- a) Espectro del coeficiente α1 correspondiente al primer modo del POD en difererntes planos horizontales y diferentes relaciones de aspecto b) Espectro del coefiente de POD en diferentes modos para el caso $Z = h$; $\lambda = 2$.

En las Figuras 13 y 14 se muestra el campo medio del flujo para las mediciones realizadas en los planos verticales para la posición 1 y 2 (Tabla 1) y para las dos relaciones de aspecto. En todos los casos se observa una región de recirculación del flujo aguas abajo del primer espigón. En la Posición 1 se observaademás una segunda celda de recirculación para ambas relaciones de aspecto

la cual es producida por la interacción entre la región de eje vertical y la recirculación de eje horizontal aguas arriba en la Posición 1.

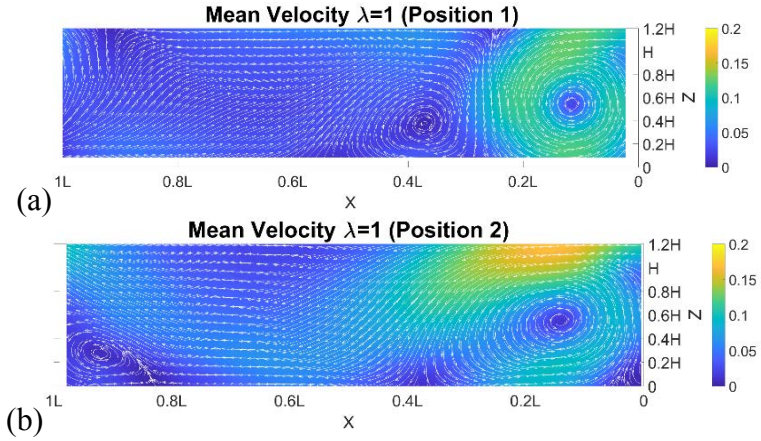


Figura 13.- Estructuras del flujo en planos verticales para $\lambda = 1$. (a) Posición 1, (b) Posición 2.

Flujo principal ocurre de derecha a izquierda.

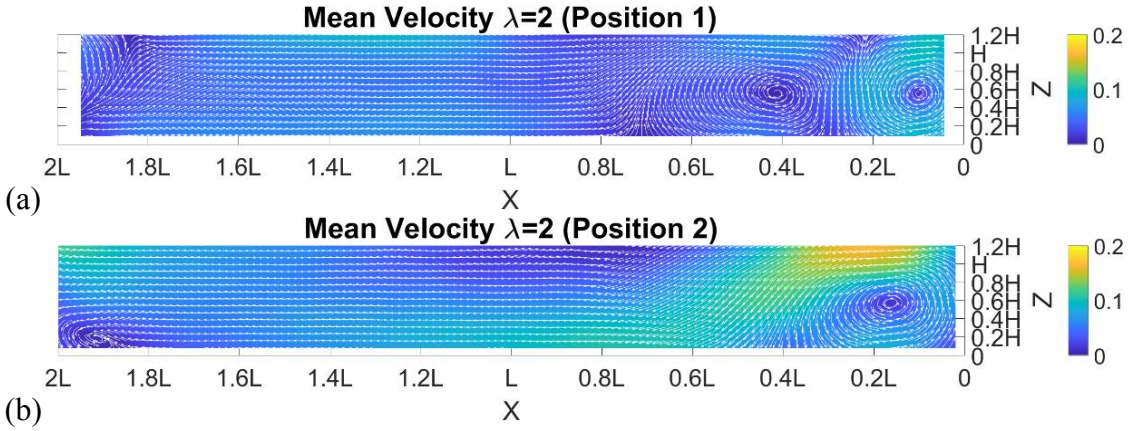


Figura 14.- Estructuras del flujo en planos verticales para $\lambda = 2$. (a) Posición 1, (b) Posición 2.

CONCLUSIONES

En este trabajo se presentaron resultados de experimentos utilizando velocimetría por imágenes de partículas para simular las estructuras de flujo desarrolladas alrededor de una secuencia de espigones sumergidos. Se consideraron dos relaciones de aspecto de las zonas muertas (ZM) y se realizaron mediciones en planos horizontales y verticales. Se analizaron aspectos generales como la estructura del flujo medio, las estadísticas de la turbulencia y las características espectrales, y además seincluyó un análisis por medio de la descomposición propia ortogonal (POD). Como era de esperar, el flujo en el campo de espigones sumergidos se encuentra gobernado por un fuerte efecto tridimensional, resultante de la interacción entre las capas de corte horizontal y vertical.

En el caso del análisis del campo del flujoen planoshorizontales, se observauna estructura de recirculación tanto en el plano ubicado a una profundidad media como en el plano superficial. Para el caso de las estructuras de flujo observadas en planos verticales, se observa además de la zona de recirculación de eje vertical aguas abajo del espigón dentro de la ZM una segunda celda de recirculación cercana a la pared del canal. Esta no depende de la relación de aspecto.Se muestra que estos macro-vórtices son las estructuras más energéticas en el campo de flujo y que su tamaño y frecuencia es independiente de la razón de aspecto del campo de espigón.

El análisis de los estadísticos de segundo orden, muestra una capa de corte de ancho relativamente constante, observándose en el caso de la relación de aspectoλ=2 fluctuaciones dentro del campo del espigón.Por otra parte, considerando el análisisespectral de las componentesfluctuantes de la velocidad, se observa un únicomáximo, de similar frecuencia para diferentes ubicaciones en la dirección del flujo.

La aplicación del POD permitió extraer modos en el análisis de los planos horizontales, en los cuales se aprecian que el flujo es complejo y constituido por vórticesadvectados por el flujo medio. El análisis espectral de los coeficientes del tiempo del POD permite inferir que los modos aparecen de a pares, mostrando entre cada par patrones de frecuencias similares.

Como se ha explicado anteriormente, este trabajo contribuye a mejorar la comprensión del flujo desarrollado en una secuencia de espigones sumergidos, utilizando la descripción de estructuras del flujo tanto horizontales como verticales, y considerando que la oscilación de la capa de corte lateral inducida por la presencia de macro-vórtices generados en la zona de la interfaz determina los patrones de sedimentación para el caso de espigones sumergidos, este trabajo puede ser utilizado como referencia para el diseño de espigones.

REFERENCIAS

Berkooz, G., Holmes, P. and Lumley, J.L. (1993).“The Proper orthogonal decomposition in the analysis of turbulent flows”.*Annual review of fluid mechanics*, 25(1), pp. 539–575.

Brevis, W. and García-Villalba M. (2011). “Shallow-flow visualization analysis by proper orthogonal decomposition”. *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 49, No. 5, pp. 586-594.

Brevis, W., García-Villalba, M. and Niño, Y. (2014).“Experimental and large eddy simulation study of the flow developed by a sequence of lateral obstacles”.*Environmental Fluid Mechanics*, 14(4), pp. 873-893

Jacoub, G. and Westrich, B. (2006). “Effect of river groyne structures on flow, sedimentation and erosion dynamics in rivers (Case study: the River Elbe)”.Geophys Res Abstr, 8(6), p. 315.

Kerschen, G., Golinval, J.C., Vakakis, A.F. and Bergman, L.A. (2005). “The method of proper orthogonal decomposition for dynamical characterisation and order reduction of mechanical systems: an overview”.*Nonlinear Dynamics*, 41(1), pp. 147–169.

Kostas, J., Soria, J. and Chong, M.S.(2005). “A comparison between snapshot POD analysis of PIV velocity and vorticity data”.*Experiments in Fluids*, 38(2), pp. 146–160.

McCoy, A., Constantinescu, G. and Weber, L.J. (2008).“Numerical investigation of Flow Hydrodynamics in a Channel with a Series of Groynes”. *Journal of Hydraulic Engineering*, 134(2), pp. 157–172.

Rempfer, D. andFasel, H.F. (1994). “Evolution of three-dimensional coherent structures in a flat-plate boundary layer”.*Journal of Fluid Mechanics*, 260, pp. 351-375.

Uijttewaal, W.S.J.(2005). “Effects of groyne layout on the flow in groyne fields: Laboratory experiments”. *Journal of Hydraulic Engineering*, 131(9), pp. 782–791.

Uijttewaal, W.S.J., Lehmann, D. and van Mazijk, A.(2001).“Exchange processes between a river and its groyne fields: Model experiments*”. Journal of Hydraulic Engineering*, 127(11), pp. 928–936.

Welch, P.D. (1967).”The use of fast Fourier transform for the estimation of power spectra: a method based on time averaging over short, modified periodograms”.*IEEE Transactions on audio and electroacoustics*, 15(2), pp. 70–73.

Yossef, M.F.M.(2005).“*Morphodynamics of rivers with groyn*es”. PhD thesis, Delft University of Technology.

IAHR **AIIH**

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

SOCAVACIÓN AGUAS ABAJO DE CUBETAS DEFLECTORAS

Benjamín Gutiérrez Torres[1], José Alfredo González Verdugo[2] y María Joselina Espinoza Ayala[3]
[1]Maestría en Ingeniería Civil Hidráulica, Universidad Nacional Autónoma de México, [2,3] Instituto Mexicano de Tecnología del Agua
[1-3]Paseo Cuauhnáhuac 8532, Progreso, Morelos. C.P. 62550
[1-3] México
[1]benjamin.gtz.torres@live.com, [2]jagonzal@tlaloc.imta.mx, [3]jespinoz@tlaloc.imta.mx

RESUMEN:

Para el cálculo de la socavación en la descarga de vertedores se emplean ecuaciones empíricas, semi empíricas, métodos que consideran las fluctuaciones de presión y modelos numéricos. Cada investigador propone una ecuación de acuerdo a los resultados de sus estudios y datos recopilados de presas cuyos prototipos y modelos han sido analizados.

En este trabajo se utilizó el modelo físico de la Presa Sta. María, construido en el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA), escala 1:96, cuenta con dos vertedores abanico con una cresta tipo Creager, a la salida del vertedor se depositó grava suelta de ¾" y ¼" de diámetro. En ambos vertedores se descargó un gasto total en prototipo de 3,688.78 m^3/s, 6,926.49 m^3/s y 11,241.26 m^3/s. La socavación del modelo fue comparada con los resultados obtenidos por 32 ecuaciones empíricas recopiladas por Whittaker & Schleiss (1984), Bollaert & Schleiss (2003) y Castillo & Carrillo (2017), se encontró una aproximación +/- desviación estándar en 60% de las ecuaciones analizadas.

ABSTRACT:

For the calculation of the scour in the spillways discharge, the researchers use empirical, semi-empirical equations, methods that consider pressure fluctuations and numerical models. Each researcher proposed an equation according to the results of their studies and data collected from dams whose prototypes and models have been analyzed.

In this work we used the physical model of the Sta. Maria Dam, built in the Mexican Institute of Water Technology (IMTA), scale 1:96, has two fan spillways with a crest type Creager, at the exit of the spillway deposited the loose gravel of ¾" and ¼" of diameter. A flow in prototype of 3,688.78 m^3/s, 6,926.49 m^3/s and 11,241.26 m^3/s was discharged in both spillways. The scour of the model was compared with the results obtained by 32 empirical equations compiled by Whittaker & Schleiss (1984), Bollaert & Schleiss (2003) and Castillo & Carrillo (2017), an approximation +/- standard deviation was found in 60% of the equations analyzed.

PALABRAS CLAVES: *Socavación; cubeta deflectora; erosión en presas.*

INTRODUCCIÓN

De manera general, la socavación se define como un proceso en el cual existe arrastre y deposición de sedimentos en el fondo de un cauce a consecuencia de una avenida. Existen diferentes tipos de socavación, socavación en ríos, en pilas de puentes, al pie de un vertedor, bajo tuberías o aguas abajo de grandes embalses.

La descarga de un vertedor genera presiones en el fondo del cauce, esto obligan a las partículas a experimentar movimientos de levantamiento y arrastre, depositando los sedimentos en las laderas, aumentando el talud y formando un pozo. De acuerdo a Camargo, Franco y Aguilar (1999) el arrastre de sedimentos se debe a las presiones hidrodinámicas y sus fluctuaciones íntimamente relacionadas con las características geométricas e hidráulicas del vertedor.

De acuerdo con Yuen (1984), la socavación se presenta en dos fases: cuando existe un continuo arrastre de sedimentos que no se deposita en el pozo de socavación, es decir, que continua su trayectoria hacia aguas abajo, aumentando el ancho y la profundidad de la socavación hasta el estado de equilibrio; y cuando existe una diferencia entre la cantidad de sedimento que entra y sale del pozo, dicho de otro modo, cuando la cantidad de sedimento que ingresa es mayor de la que sale, la profundidad de socavación disminuirá, aumentará si sucede lo contrario.

La presente investigación reúne 32 ecuaciones para calcular la profundidad de socavación cuyos resultados se comparan con un modelo físico, se obtuvo también el perfil del terreno erosionado y las profundidades de la socavación para 6 diferentes gastos.

DESCRIPCIÓN DEL MODELO

El modelo físico para esta investigación es de la presa Santa María, escala 1:96, construido en el laboratorio de Hidráulica "Enzo Levi" del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA). Las escalas del modelo se obtuvieron con la condición de Froude (ver tabla 1).

Tabla 1.- Escalas de semejanza obtenidas con la Ley de Froude.

Característica	Escala de semejanza de acuerdo a Froude.	Escala
Longitud	L_e	96
Área	$A_e = Le^2$	9216
Velocidad	$V_e = Le^{1/2}$	9.798
Gasto	$Q_e = Le^{5/2}$	90,297.99

La presa Sta. María posee dos vertedores abanico cuya cresta es del tipo Creager. El vertedor 1 (V1) tiene un gasto de diseño de 10,078.33 m^3/s; mientras el vertedor 2 (V2) tiene un gasto de 6,882.76 m^3/s, ambos calculados para un Tr= 10,000 años. La estructura de disipación es una cubeta deflectora con un ángulo de salida de 22.38° en el V1 y en el V2 de 25°. La tabla 2 muestra las elevaciones y las dimensiones de ambos vertedores.

Tabla 2.- Características del vertedor 1 y 2.

Característica	Vertedor 1	Vertedor 2
Elevación de la cresta	188.5 msnm	188.5 msnm
Elevación del labio en la cubeta deflectora	142.95 msnm	159.06 msnm
Longitud del canal de descarga en el modelo	5.03 m	4.96 m
Ancho del canal de descarga en el modelo	0.73 m	0.52 m

El fondo móvil a la salida de los vertedores consiste en una grava de ¾" y ¼" de diámetro depositada de acuerdo a la topografía original del prototipo (ver figura 1).



Figura 1.- Conformación de la topografía del vertedor 1 y 2.

ECUACIONES EMPÍRICAS

La fuerza cinética que tiene el chorro de agua al ser descargado por el vertedor genera en su zona aguas abajo un pozo de socavación, también llamado cuenco de disipación, se han establecido ecuaciones que calculan de forma aproximada las profundidad del cuenco, cada una fue determinada bajo ciertas características como el tipo de vertedor, el gasto e incluso el material en la zona de descarga; es de considerarse que ecuaciones como Veronese (1937), Mason (1989) o Mikhalev (1960), por mencionar algunas, han sido utilizadas por ser las primeras formulaciones en aproximar la profundidad de socavación, la mayoría de ellas obtenidas de forma empírica mediante un cierto número de pruebas tanto en modelos físicos como en distintas presas.

En el año 1928, el investigador austriaco Armin Schoklitsch fue el primero en estudiar la socavación al pie de los vertedores, en sus experimentos logró determinar el tiempo de equilibrio, éste ocurre cuando el pozo deja de experimentar arrastre de partículas por la acción del agua.

Durante el año de 1937, el ingeniero italiano Alessandro Veronese estudió la socavación usando un canal de 0.50 m de ancho y cuatro tamaños de grano d_m entre 9 y 36.2 mm. En 1939, Charles Jaeger, ingeniero suizo, propuso una ecuación que cumplía con la condición de similitud de Froude, empleó datos obtenidos por Veronese y coeficientes que dependen de la geometría del chorro.

En 1944, Eggenberger ingeniero suizo determinó la importancia de la similitud de Froude, para desarrollar su investigación usó un canal rectangular de 1.20 m de ancho, con diámetros de sedimento de 1.22 a 7.55 mm. Schoklitsch y Veronese consideraron que su modelo alcanzaba el tiempo de equilibrio en algunas horas, en cambio, Eggenberger usó su modelo durante 100 h logrando establecer una ecuación con los parámetros usados por Schoklitsch y Veronese.

Posterior a estos estudios inician las investigaciones que involucran más variables, esto con la finalidad de obtener una mejor aproximación de los resultados observados en campo, estas variables son el gasto específico q, la altura de caída H, tipo de suelo en la zona de descarga d_m, radio de curvatura de la cubeta R, geometría de la cubeta deflectora e incluso el ángulo de entrada del chorro.

Durante 50 años se ha estudiado la erosión provocada por la descarga de vertedores, a consecuencia de esto se encontraron ecuaciones que permiten aproximar la profundidad de socavación, por ejemplo: Schoklitsch (1932), Veronese (1937), Eggenburger (1944), Hartung (1959), Damle (1966), Chee & Padiyar (1969), Martins (1973) y Mason (1989).

Al ser un número considerable de formulaciones elaboradas a lo largo de años, investigadores se han dedicado a recopilar todas ellas, ejemplo de esto, es el trabajo realizado por Whittaker & Schleiss (1984) donde analizaron las ecuaciones formuladas hasta el año 1984, clasificándolas de acuerdo al tipo de salto de esquí, es decir, para chorros horizontales y chorros de inmersión.

El trabajo realizado por Mason & Arumugam (1985) el cual divide las ecuaciones en 5 grupos, en el grupo I se consideran las ecuaciones que contienen H, q y d_m; en el grupo II están las ecuaciones con H, q y d_m pero con una variable más, el tirante aguas abajo del vertedor Y_o; en el grupo III se encuentran las ecuaciones de Hartung (1973), Davis & Sorensen (1969) y Cola (1965) que por su forma son consideradas altamente simplificadas; el grupo IV contiene las ecuaciones planteadas por investigadores soviéticos; y el grupo V involucra las ecuaciones que consideran el factor del tiempo. La ecuación Mason & Arumugam A se determinó usando los datos de 26 prototipos y 47 modelos, los resultados obtenidos permitieron formular una expresión matemática que incluye la aceleración de la gravedad g.

Bollaert & Schleiss (2003) se enfocaron en las ecuaciones para calcular la erosión en rocas, clasificándolas en empíricas, semi-empíricas, aquellas que consideran la fluctuación de presión en el pozo de disipación y técnicas de diferencia de presión. Castillo & Carrillo (2017) analizaron 36 ecuaciones e implementaron el método semi-empírico propuesto por Annandale (2006) para el estudio de un modelo físico.

La ecuación 1 es una expresión generalizada por Castillo & Carrillo (2017) para calcular la erosión en vertedores, los valores para cada autor se muestran en la tabla 3.

$$Y_s + Y_0 = k\frac{q^a H^b {Y_0}^c}{g^d d_m^e d_{85}^f d_{90}^h} \qquad [1]$$

Tabla 3.- Ecuaciones recopiladas por Castillo & Carrillo.

Autor	k	a [q]	b [H]	c [Y_o]	d [g]	e [d_m]	f [d_{85}]	h [d_{90}]
Schoklitsch (1932)	0.521	0.57	0.2	0	0	0	0	0.32
Schoklitsch (1932)	4.75	0.57	0.2	0	0	0.32	0	0
Veronese – A (1937)	3.62	0.54	0.225	0	0	0.42	0	0
Veronese – B (1937)	1.9	0.54	0.225	0	0	0	0	0
Jaeger (1939)	0.6	0.5	0.25	0.333	0	0.333	0	0
Eggenburger (1944)	1.44	0.6	0.5	0	0	0	0	0.4
Hartung (1959)	1.4	0.64	0.36	0	0	0	0.32	0
Franke (1960)	1.13	0.67	0.5	0	0	0	0	0.5
Damle - A (1966)	0.652	0.5	0.5	0	0	0	0	0
Damle - B (1966)	0.543	0.5	0.5	0	0	0	0	0
Damle - C (1966)	0.362	0.5	0.5	0	0	0	0	0
Zimmerman & Maniak (1967)	0.59	0.2	0	0.93	0	0	0.23	0
Kotoulas (1967)	0.78	0.7	0.35	0	0	0	0	0.4
Chee & Padiyar (1969)	2.126	0.67	0.18	0	0	0.063	0	0
Bizas & Tschopp (1972)	2.76	0.5	0.25	0	0	0	0	0.1
Chian Min Wu (1973)	1.18	0.51	0.235	0	0	0	0	0
Chee & Kung (1974)	1.663	0.6	0.2	0	0	0.1	0	0
Martins - B (1975)	1.5	0.6	0.1	0	0	0	0	0

Taraimovich (1978)	0.633	0.67	0.25	0	0	0	0	0
Machado (1980)	1.35	0.5	0.3145	0	0	0	0	0.0645
SOFRELEC (1980)	2.3	0.6	0.1	0	0	0	0	0
INCYTH (1981)	1.413	0.5	0.25	0	0	0	0	0
Mason & Arumugam A (1985)	2.9	0.6	0.05	0.15	0.3	0.1	0	0
Mason (1989)	3.27	0.6	0.05	0.15	0.3	0.1	0	0
Suppasri (2007)	0.15	0.38	0.75	0	0	0	0	0
Heng et al. (2013)	7.4834	1.4652	-1.1978	0	0.7326	0	0	0

Existen otras ecuaciones que involucran más variables, estas se muestran a continuación:

Mikhalev (1960)
$$Y_s + Y_0 = \frac{1.804\, q\, sin\theta_j}{1 - 0.215\, cot\theta_j}\left(\frac{1}{d_{90}^{0.33} Y_0^{0.50}} - \frac{1.126}{H}\right) \quad [2]$$

Rubinstein (1963)
$$Y_s + Y_0 = Y_0 + 0.19\left(\frac{H + Y_0}{d_{90}}\right)^{0.75}\left(\frac{q^{1.20}}{H^{0.47} Y_0^{0.33}}\right) \quad [3]$$

Mirtskhulava (1967)
$$Y_s + Y_0 = \left(\frac{0.97}{\sqrt{d_{90}}} - \frac{1.35}{\sqrt{H}}\right)\frac{q\, sin\,\theta_j}{1 - 0.175\, cot\theta_j} + 0.25 Y_0 \quad [4]$$

Martins A (1973)
$$Y_s + Y_0 = 0.14N - 0.73\frac{Y_0^2}{N} + 1.7 Y_0 \quad [5]$$

$$N = (Q^3 H^{1.5}/d_m^2)^{1/7} \quad [6]$$

Veronese modificado (1994)
$$Y_s + Y_0 = 1.90 H^{0.225} q^{0.54} sin\theta_j \quad [7]$$

Mason & Arumugam (1985)
$$Y_s + Y_0 = (6.42 - 3.10 H^{0.10})\frac{g^{0.60 - (H/300)} H^{0.15 + (H/200)} Y_0^{0.15}}{g^{0.30} d_{50}^{0.1}} \quad [8]$$

De acuerdo a Mason & Arumugam (1985), las ecuaciones con mejor confiabilidad en sus resultados son las publicadas por los investigadores rusos: Mikhalev, Rubinstein y Mirtskhulava. Martins (1973), por otra parte, propone una ecuación estudiando la socavación provocada por un chorro compacto contra una cama de cubos apilados. Para el estudio de vertedores con cubeta deflectora, Yildiz & Üzücek (1994) analizaron la fórmula de Veronese (1937), notando una sobreestimación de los resultados calculados con lo observado, advierten que esto se debe porque la ecuación de Veronese está enfocada para vertedores con caída libre, para hacer más exacto el cálculo involucraron el ángulo de entrada del chorro. La ecuación de Mason y Arugumam (1985) fue obtenida analizando los datos de distintas presas con sus modelos físicos, las variables que intervienen en la socavación demostraron que para obtener valores más confiables es necesario representar en el modelo la perdida por fricción del canal de descarga, además, obtuvieron mejores resultados usando un d_m que un d_{90}.

METODOLOGÍA

Para este caso de estudio, el fondo móvil fue representado con una grava de ¾" y ¼" de diámetro, cuya proporción es 1:2; el área de la zona de descarga del V1 es de 1.80 m x 1.40 m y del V2 de 1.50 m x 1.10 m.

La topografía se estableció de acuerdo a prototipo, para su conformación se ubicaron varillas de $^3/_8$" cuya altura corresponde a la elevación del terreno, posterior a esto, se depositó la grava en todo el recinto hasta obtener la topografía requerida. La clasificación granulométrica del material usado se muestra en la figura 2, de acuerdo a la clasificación SUCS se tiene una grava mal graduada *GP*.

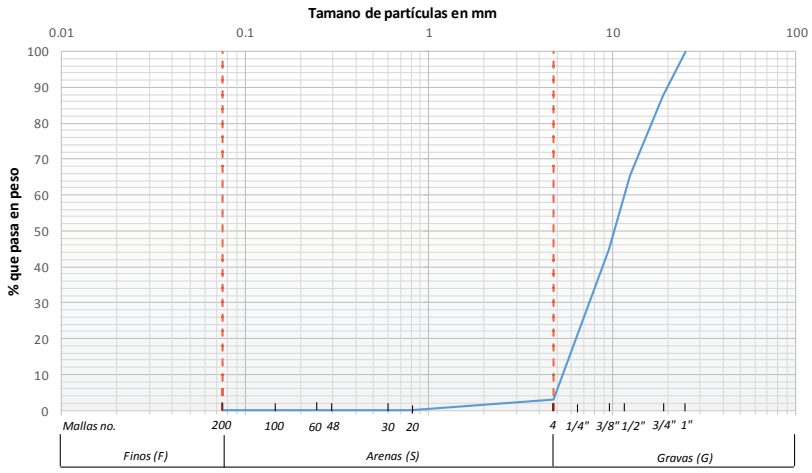


Figura 2.- Curva granulométrica del material usado.

La tabla 4 muestra los gastos empleados para cada ensayo, se aumentó gradualmente el gasto hasta el mayor con el propósito de observar el desarrollo de la socavación en ambos vertedores. Para mantener el gasto se monitoreo el tirante sobre la cresta del vertedor, para tal fin se utilizó un sensor de nivel Seamens®; debido a la turbulencia generada en la zona de descarga del vertedor se optó por utilizar una graduación física que muestre el nivel del colchón de agua.

Tabla 4.- Gastos usado en el vertedor 1 y 2.

Vertedor 1 **Número de ensayo**	**Gasto en prototipo [m^3/s]**	**Gasto en modelo [l/s]**
Ensayo 1	2,267.72	25.11
Ensayo 2	4,167.49	46.15
Ensayo 3	6,649.48	73.64
Vertedor 1 **Número de ensayo**	**Gasto en prototipo [m^3/s]**	**Gasto en modelo [l/s]**
Ensayo 1	1,421.06	15.74
Ensayo 2	2,759.00	30.55
Ensayo 3	4,591.78	50.85

La descarga en cada vertedor tuvo una duración de 1 h, tiempo requerido en el modelo para llegar al estado de equilibrio, al terminar el ensayo 1 se continuo con el siguiente gasto mayor, así sucesivamente hasta llegar al ensayo 3. Para obtener el perfil de la socavación al término de cada ensayo se utilizó un brazo de medición portátil con escáner láser RS4 Hexagon® Manufacturing Intelligence, esta herramienta permite obtener una nube de puntos con visualización 3D de la zona de descarga.

RESULTADOS

Los resultados varían de acuerdo a las condiciones establecidas durante cada ensayo, al ser un material suelto, resultó ser muy susceptible a la erosión; las gravas de menor diámetro fueron más propensas al arrastre y deposición en el contorno del pozo de socavación y hacia aguas abajo. La figura 3 muestra el desarrollo del salto hidráulico durante cada prueba, como se observa, el salto se desarrolla uniformemente, esto permite obtener una socavación pareja y un pozo bien delimitado. En la tabla 5 se muestran los datos obtenidos directamente del modelo, la profundidad de socavación se midió a partir del nivel obtenido con el último gasto, en decir, para el ensayo 1 la profundidad se consideró a partir del nivel de terreno natural, para el ensayo 2 se midió a partir del perfil obtenido por el gasto 1, así consecutivamente hasta el gasto 3. Lo anterior de acuerdo al funcionamiento de los vertedores en la realidad, pues conforme aumenta el gasto también así las

dimensiones de la socavación. Al iniciar la descarga, el arrastre de material se mostró en los primeros minutos, alcanzando el estado de equilibrio en una hora.

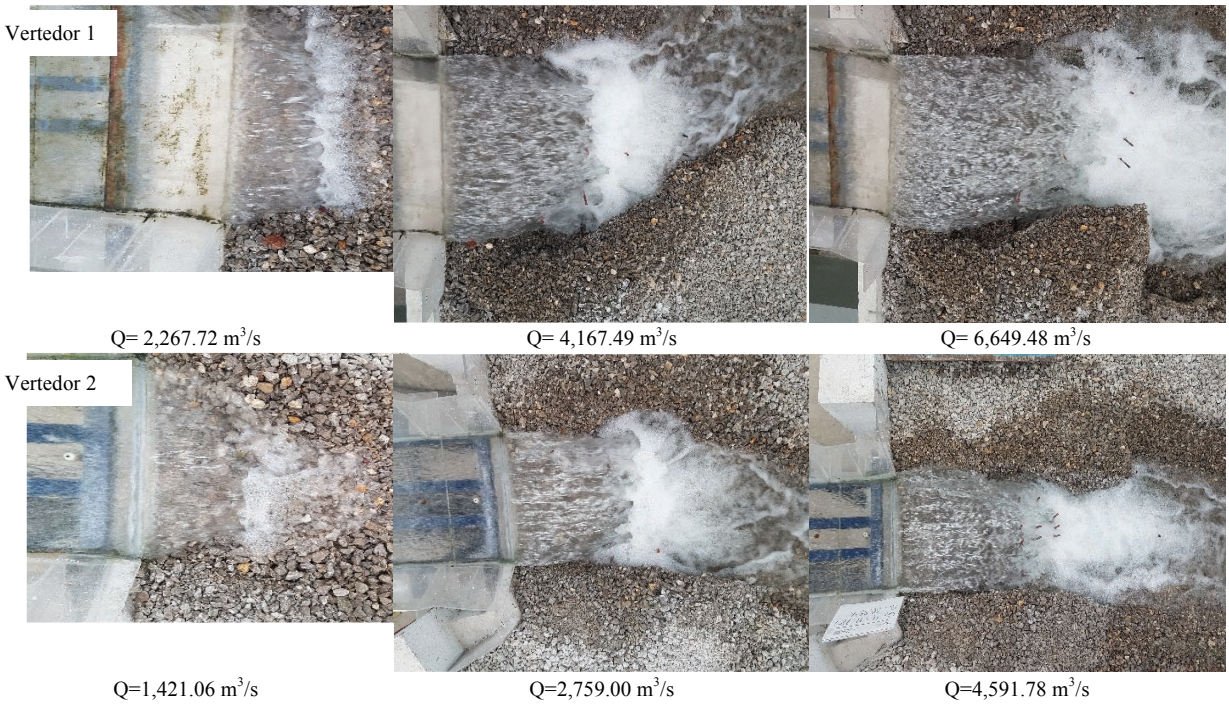
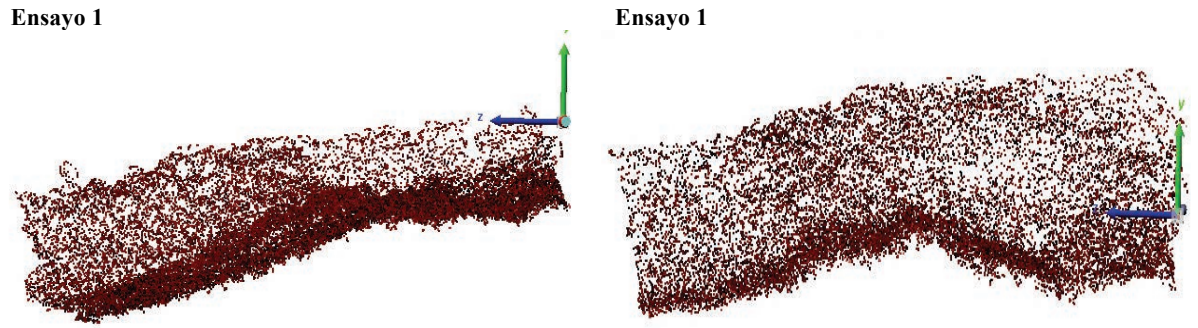


Figura 3.- Descarga de los vertedores 1 y 2 para diferentes gastos.

Tabla 5.- Medidas obtenidas del modelo.

Características	Primer ensayo		Segundo ensayo		Tercer ensayo	
	Modelo [m]	Prototipo [m]	Modelo [m]	Prototipo [m]	Modelo [m]	Prototipo [m]
	Vertedor 1					
Longitud del salto	0.21	20.16	0.85	81.60	1.20	115.20
Ancho de salto	0.70	67.20	0.90	86.40	0.90	86.40
Profundidad Socavación	0.06	6.24	0.60	57.60	0.31	30.00
	Vertedor 2					
Longitud del salto	0.20	19.50	0.60	57.60	0.90	86.40
Ancho de salto	0.50	48.00	0.55	52.80	0.64	61.44
Profundidad de socavación	0.05	4.80	0.18	17.28	0.35	33.60

Los perfiles de socavación se muestran en la figura 4, son una visualización en 3D obtenidos del brazo de medición portátil mencionado anteriormente, en la imagen se aprecia el perfil obtenido durante el ensayo 1 y 3. La figura 5 muestra el perfil del terreno erosionado para cada gasto, la socavación está bien delimitada al terminar cada ensayo, además, conforme el caudal aumenta el pozo cambia de posición hacia aguas abajo, las dimensiones mostradas están escaladas de acuerdo a prototipo.



Perfil de socavación en el vertedor 1, con un gasto de 2,267.72 m^3/s

Perfil de socavación en el vertedor 2, con un gasto de 1,421.06 m^3/s

Ensayo 3



Ensayo 3



Perfil de socavación en el vertedor 1, con un gasto de 6,649.48 m^3/s

Perfil de socavación en el vertedor 2, con un gasto de 4,591.78 m^3/s

Figura 4.- Perfil de socavación en el vertedor 1 y 2.

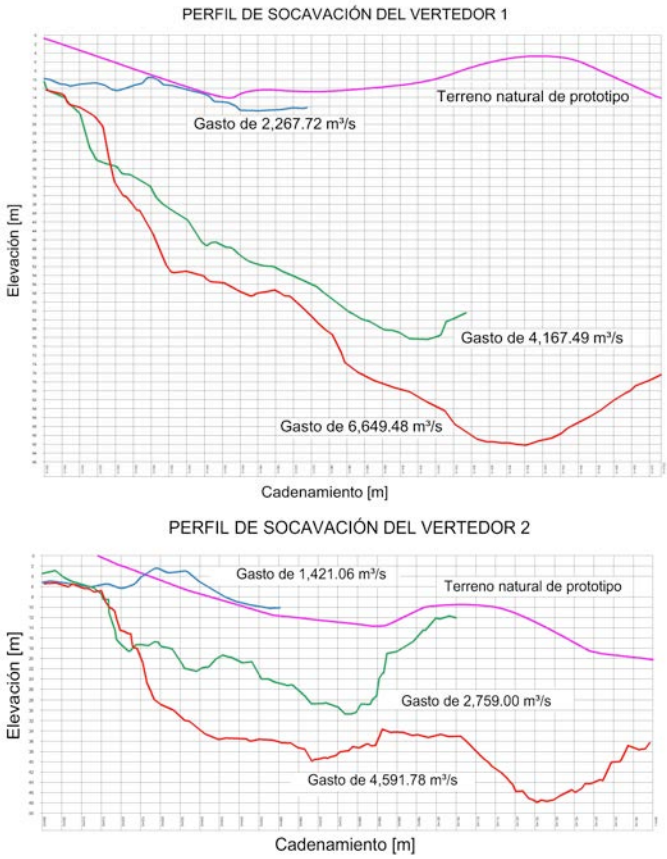


Figura 5.- Perfiles obtenidos en el vertedor 1 y 2.

Para seleccionar las ecuaciones que mejor se aproximan a las profundidades del modelo se adaptó el método propuesto por Castillo & Carrillo (2017), se calculó la desviación estándar de los 32 resultados, posteriormente, a la profundidad se sumó y restó la desviación, encontrando un número de ecuaciones que están dentro de +/- desviación estándar. Para obtener una mayor aproximación, se repitió el proceso anterior para las ecuaciones seleccionadas previamente, el resultado se muestra en las gráficas de la figura 6, como se observa cerca del 60% de las ecuaciones se aproximan en al menos 3 ensayos de los 6 realizados. Las ecuaciones con mejores cálculos son Rubinstein (1963), Martins A (1973), Miskhulava (1967), Taraimovich (1978), Damle A (1966), Damle B (1966), Damle C (1966), Kotoulas (1967), Chian Min Wu (1973), Martins B (1975), Machado (1980), SOFRELEC (1980), Mason & Aramugam (1985), Mason (1989), Mikhalev

(1960) y Veronese modificado (1994). La tabla 6 muestra un resumen de los resultados aceptados por su aproximación con las profundidades medidas.



Figura 6.- Profundidad de la socavación obtenida con las 32 ecuaciones.

Tabla 6.- Resultados obtenidos a escala del prototipo.

	Vertedor 1			**Vertedor 2**		
Ensayo 1	Ys medido	6.24	m	Ys medido	4.80	m
	Damle - C (1966)	5.78	m	Damle - C (1966)	6.70	m
	Mikhalev (1960)	4.49	m	Veronese modificado (1994)	3.90	m
	Mason & Arumugan (1985)	6.91	m	Mason & Arumugan (1985)	4.21	m
Ensayo 2	Ys medido	57.60	m	Ys medido	17.28	m
	Hartung (1959)	57.44	m	Damle - B (1966)	17.62	m
	Chee & Padiyar (1969)	64.80	m	INCYTH (1981)	17.67	m
				Martins A (1973)	18.92	m
Ensayo 3	Ys medido	30.00	m	Ys medido	33.60	m

	Kotoulas (1967)	28.98	m	Veronese – B (1937)	33.03	m
	Bizas & Tschopp (1972)	36.89	m	SOFRELEC (1980)	30.21	m
	Chee & Kung (1974)	34.79	m	Mason (1989)	35.81	m
	Mason (1989)	26.62	m			
	Rubinstein	37.77	m			

Como se observa en la tabla 6, las formulas mostradas están dentro de +/- desviación estándar, pero con una aproximación de ± 20% con la socavación medida en el modelo, la mayoría de las ecuaciones tienen la forma presentada por Castillo & Carrillo (2017) cuyas variables q, H, d_{85}, d_m, Yo y g están presentes. En la figura 6, las ecuaciones propuestas por los investigadores rusos: Mikhalev, Rubinstein y Mirskhulava, poseen una aproximación aceptable en los tres ensayos realizados, Martins A y Veronese modificado también obtuvieron buenos resultados en 2 ensayos.

La figura 7 relaciona los valores *Ys* medido y *Ys* calculado en ambos vertedores, como se observa los números mayores corresponden a las profundidades obtenidas con el gasto máximo, esto implica una mayor erosión en la zona de descarga.

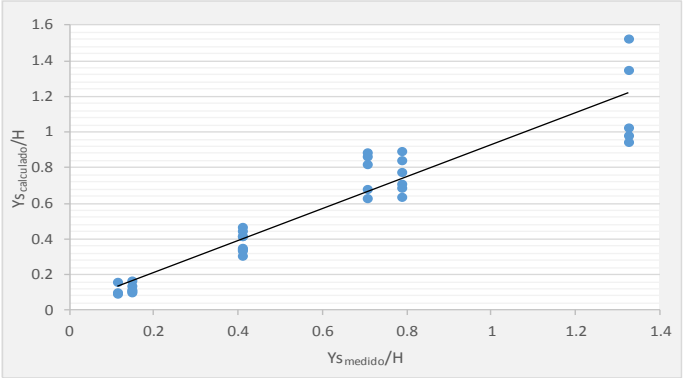


Figura 7.- Relación entre *Ys* medido y *Ys* calculado.

Para relacionar las características del material, Kökpinar & Kucukali (2016) emplearon el número de Froude de la partícula densimétrica $Fr_{d,}$ este número predice las condiciones hidráulicas cuando inicia el movimiento de partículas, considera la densidad del material, la velocidad del salto y el diámetro de la partícula.

$$Fr_d^2 = \frac{\rho_w V^2}{(\rho_s - \rho_w) g D_s} \qquad [9]$$

El numerador de la ecuación anterior describe las características hidráulicas que originan la fuerza erosiva, el denominador incluye las condiciones del material que se oponen a la erosión. De acuerdo a las variables que intervienen se puede determinar que el grado de erosión será condicionada por la velocidad del salto y la densidad del material, es decir, al incrementar la velocidad mayor será las dimensiones del pozo de socavación, en caso contrario, si aumenta el diámetro y la densidad del material menor será las dimensiones de dicho pozo. Lo anterior puede demostrarse en la figura 8, cuando el Fr_d aumenta el $Ys_{\ medido}$ disminuye, en ambos vertedores el comportamiento es similar por causa de las velocidades obtenidas.

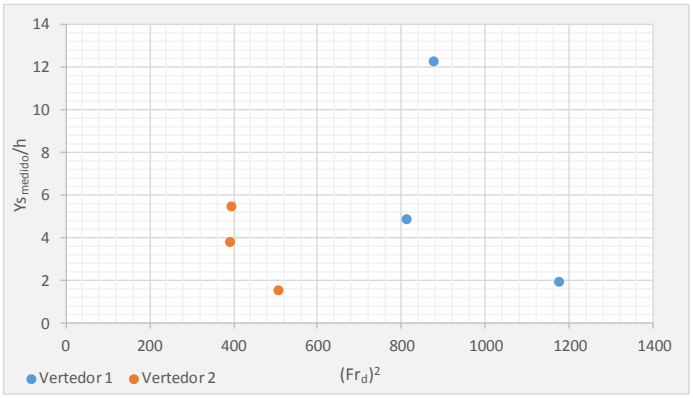


Figura 8.- Relación entre $(Fr_d)^2$ y Ys_{medido}/h

CONCLUSIONES

En este trabajo se estudió la socavación aguas abajo de cubetas deflectoras, para tal propósito se empleó el modelo físico de la Presa Sta. María, con escala 1:96. Para contrastar los resultados se analizaron ecuaciones empíricas que calculan la profundidad de socavación obteniendo una aproximación +/- desviación estándar en 60% de las ecuaciones analizadas, es necesario recalcar que estas formulaciones fueron desarrolladas bajo diferentes escenarios lo que provocó las diferencias notables entre los resultados calculados. Los datos obtenidos demuestran una tendencia en sobrestimar los cálculos en las ecuaciones que únicamente consideran q y H tal es el caso de Schoklistch (1932) y Veronese A (1937), las ecuaciones con q, H y algún diámetro característico subestiman los resultados, no así, en las ecuaciones que involucran la aceleración de la gravedad, como Mason y Arumugam A (1985), que obtuvieron una buena aproximación de las mediciones.

Las ecuaciones con una mayor cantidad de variables involucradas mejoraron su aproximación, tal es el caso de Mikhalev (1960), Rubinstein (1963) y Mirtskhulava (1967). Otro factor muy importante se relaciona con las características del fondo móvil, las partículas con un diámetro menor tienen mayor capacidad de arrastre, esto provoca una mayor erosión e intercambio de sedimento, en caso contrario, cuando aumenta el diámetro y la densidad del material el arrastre se presenta con mayor dificultad.

El intercambio de sedimento de las laderas también juega un rol muy importante para el establecimiento de la socavación máxima al terminar cada ensayo. En nuestro caso de estudio, se tuvo especial cuidado en no permitir el ingreso de material arrastrado por la corriente del vertedor 2 en el pozo erosionado del vertedor 1 ya que esto afectaría los resultados finales.

Las ecuaciones analizadas en este trabajo se usan para materiales no cohesivos como gravas, arenas o aluvión, es necesario seguir estudiando la erosión causada por la descarga de obras de excedencias para otro tipo de suelo con una resistencia mayor contra el arrastre, como la roca fracturada o roca sana, bajo este escenario. En el laboratorio del IMTA se está realizando una investigación sobre la capacidad que otorga ciertos aglutinantes para representar en un modelo físico la resistencia de los suelos, además se analiza el comportamiento de las ecuaciones empíricas aplicadas para ese caso de estudio.

AGRADECIMIENTOS

Para la realización de este trabajo de investigación se agradece las facilidades otorgadas por el personal del Laboratorio de Hidráulica del IMTA.

SIMBOLOGIA

d_{50} Tamaño del material del lecho el cual el 50% es de menor peso [m]
d_{85} Tamaño del sedimento el cual el 85% es de menor peso [m]
d_{90} Tamaño del sedimento el cual el 90% es de menor peso [m]
d_m Tamaño promedio del material de fondo [m]
Ds Diámetro del material de fondo [m]
Fr_d Número de Froude de la partícula densimétrica
g Aceleración de la gravedad [m/s2)
H Carga de energía [m]
k Coeficiente de las ecuaciones empíricas
q Gasto unitario [m^2/s]
Q Gasto [m^3/s]
V Velocidad del salto [m/s]

Yo Tirante aguas abajo del vertedor [m]
Ys Profundidad de socavación [m]
θ_j Ángulo de entrada del salto en el colchón de agua
ρ_w Densidad del agua [kg/m^3]
ρ_s Densidad del sedimento [kg/m^3]

REFERENCIAS

Aguirre, J., Olivero, M.L. and Moncada, A. T., (2003). Particle Densimetric Froude Number for Estimating Sediment Transport. *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 129, No. 6, pp. 428-437.

Bollaert, E., and Schleiss, A., (2003). Scour of rock due to the impact of plunging high velocity jets Part I: A state of the art review. *Journal of hydraulic Research,* Vol. 41, No. 5, pp. 451-464.

Camargo, J., Franco. J. and Guido, S., (1999). *Socavación al pie de las cubetas de lanzamiento. Formulación teórica*. México: UNAM, Instituto de Ingeniería.

Castillo, L., and Carrillo. J., (2017). Comparison of methods to estimate the scour downstream of a ski jump. *International Journal of Multiphase Flow,* Vol. 92, pp. 171 – 180.

Hager, W., (1998). Plunge pool scour: early history and hydraulicians. *Journal of Hydraulic Engineering,* Vol. 124, No. 12, pp. 1185 – 1187.

Heng, S., Tingsanchali. and Suetsugi. T., (2013). Prediction formulas of maximun scour depth and impact location of a local scour hole below a chute spillway a flip bucket. *WIT Transactions on Ecology and The Environment,* Vol. 172, pp. 251-262.

Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, (2014). *Estudio en modelo físico del vertedor de la presa de almacenamiento Santa María, municipio de El Rosario, en el Estado de Sinaloa.* IMTA.

Kökpinar, M.A. and Kucukali, S., (2016). Effect of particle size on flip bucket scour. *Canadian Journal of Civil Engineering,* Vol. 43, No. 10, pp. 759-768.

Mason, P., and Arumugam, K., (1985). Free jet scour below dams and flip buckets. *Journal of Hydraulic Engineering,* Vol.111, No. 2, pp. 220 - 235.

Whittaker, J. and Schleiss, A., (1984). Scour related to energy dissipators for high head structures. *Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie*, No.73, VAW, ETH Zürich.

Yuen, E.M., (1984). Clear water scour by high velocity jets. *Electronic Theses and Dissertations,* No. 1444.

IAHR **AIIH**

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

CONSTRUÇÃO DE BANCADA HIDRÁULICA PARA ESTUDO DE BOMBAS CENTRÍFUGAS E DE PERDAS DE CARGA – CASO EM PBL

Tiago Francisco Celaro [1], Thais Gularte Marques [2], Álvaro Prestes Ribeiro [3], Lucas Verino Zanella Giacomelli [4], Márcio Silvano[5] y Vitor Souza Viana Silva[6]
Faculdade Dom Bosco de Porto Alegre, Brasil, e-mail:celarti@hotmail.com

RESUMO:

O presente artigo mostra a contribuição proveniente da metodologia da Aprendizagem Baseada em Projetos (PBL) a partir do desenvolvimento de um projeto estudantil. Esse experimento consistiu na construção de uma bancada para estudo de bombas centrífugas e de perdas de carga nas disciplinas de Hidráulica e Sistemas de Redes Hidrossanitárias no nível de graduação do curso de Engenharia Ambiental e Sanitária. Esta proposta metodológica de ensino baseou-se na aplicação dos princípios fundamentais da hidráulica teórica, experimental e computacional para elaborar e dimensionar o projeto análogo as situações práticas exercidas pelos engenheiros. Foi requerido o desenvolvimento de competências transversais para solução das dificuldades enfrentadas, incluindo o pensamento crítico, a abstração para conceber, a tomada de decisão e o trabalho em equipe. Ao adaptar esta aplicação do PBL no dimensionamento da bancada, que engloba um sistema de bombeamento interligado a um sistema de redes de tubulações, notou-se o estimulo dessas habilidades nos alunos mediante a execução das tarefas complexas interpostas, as quais necessitavam do aprendizado de conceitos fundamentais da área de conhecimento vistos no ensino tradicional. A atividade de conceber o experimento mostrou-se eficiente mediante a proposta de um aprendizado ativo e mais próximo às demandas do mercado de trabalho.

ABSTRACT:

This paper shows the contribution of the Project-Based Learning (PBL) methodology through the development of a student project. This experiment consists of the design of a bench used to study the centrifugal pumps and load losses in the Hydraulics and Hydrosanitary Networks programme in the Environmental and Sanitary Engineering Course. This methodological proposal of teaching was based on the application of the core principles of theoretical, experimental and computational hydraulics to design the project analogous to practical situations encountered by the engineers. It was required the development of transversal competences to solve the difficulties faced, including critical thinking, abstraction to conceive, decision making and team work. When adapting this application of PBLE in the design of the bench, that includes a pumping system interconnected to a system of piping networks, it was noticed that there was stimulation of skills in the students through the execution of the complex interposed tasks, in addition to the learning of fundamentionals concepts of knowledge field included in traditional teaching. The activity of designing the experiment proved to be efficient medium to demonstrate the proposal of active learning and closer to the demands of the labor market.

PALAVRAS-CHAVE: Aprendizagem Baseada em Projetos; Bancada hidráulica; Competências transversais

INTRODUÇÃO

O dimensionamento das estruturas hidráulicas de captação, armazenamento, controle, transporte e distribuição de água, requer a compreensão dos fenômenos físicos e das formulações envolventes para resolução dos problemas encontrados na fase de projeto e na implantação desses sistemas (Baptista e Coelho, 2014). Os fenômenos e as formulações baseiam-se na mecânica dos fluidos e na hidráulica, e são abordados através de conceitos físico-matemáticos junto a uma prática empírica, tornando-se formulações teórico-empíricas. A prática empírica é fundamentada em estudos de campo ou através da construção de equipamentos de laboratório (Silva e Tarqui, 2009).

No caso da construção de equipamentos de laboratório, as vantagens apresentadas seriam no controle dos parâmetros físicos envolvidos, principalmente os equipamentos hidráulicos, que seguem a teoria da semelhança mecânica, a qual possibilita o estudo dos problemas reais da hidrostática e da hidrodinâmica em escala de laboratório, com o objetivo de ensaiar em um modelo de pequenas proporções para se ter conclusões sobre o que ocorrerá no planejamento de um projeto (Pimenta, 1981).

Os equipamentos hidráulicos, segundo Silva e Tarqui (2009), além de subsidiarem em estudos relacionados aos fenômenos da hidrodinâmica, também permitem a validação e ajuste de formulações matemáticas de base física, as quais são utilizadas no dimensionamento dos projetos de hidrosistemas. Na construção deste equipamento representativo aos princípios hidráulicos, na fase de projeto deve-se utilizar as equações para obter as dimensões das partes do sistema com o intuito de busca da reprodução dos mesmos fenômenos, os quais estas equações foram constituídas.

No planejamento para construção de um equipamento hidráulico torna-se necessário a realização de diversos estudos durante a fase de projeto, o que, didaticamente, pode ser uma alternativa para aplicação da metodologia da aprendizagem baseada em projetos (Project-Based Learning), que é a criação de um projeto pelos alunos (Campos et al. (2011). Esta aplicação metodológica seria a maneira mais adequada para a aquisição de conhecimentos por meio da prática associada à teoria (Masson e Miranda, 2012). Segundo Pereira (2005), um engenheiro precisa possuir conhecimentos fundamentais de engenharia, dominar técnicas de resolução de problemas e saber agir e pensar de forma autônoma. Na elaboração de um projeto de uma bancada engloba os estudos de princípios físicos, de formulações teórica-empíricas, da busca dos recursos tecnológicos da informática para a melhor alternativa de projeto, resultando no verdadeiro entendimento dos conceitos da área de estudo. Ao adequar o ensino para essas necessidades, o qual o mercado de trabalho espera dos alunos tornou-se um desafio para as escolas de engenharia nos estágios iniciais e avançadas da graduação (Ribeiro 2005).

O desenvolvimento do projeto da bancada hidráulica a partir da técnica de PBL foi concebida com o intuito que os alunos do curso de Engenharia Ambiental e Sanitária aplicassem os conceitos das disciplinas de Hidráulica Aplicada, Instalações Hidrossanitárias e de Sistema de Redes Hidrossanitárias, mediante a elaboração de um projeto de construção de um módulo para estudo de associação em série e em paralelo de bombas centrífugas abrangente e de baixo custo, comparado aos módulos disponíveis no mercado. Outras competências almejadas foram o desenvolvimento comunicação, capacidade de resolver problemas, tomada de decisões, trabalho em equipe e adaptação a diversas situações pelos alunos (Kalatzis, 2008).

METODOLOGIA

Aprendizagem via desenvolvimento de um projeto

A construção de um equipamento hidráulico permite aliar a teoria à prática. O conhecimento em termos de ensino numa disciplina de engenharia via aprendizagem por elaboração de projetos equivale aos diversos estudos, que uni a abstração e a idealização do sistema, o dimensionamento

para posterior desenho adequando ao processo de fabricação (Masson e Miranda, 2012). Sesoko e Neto (2014), mencionam que a associação da teoria à prática consiste num processo extremamente relevante na discussão do conhecimento no ensino das engenharias. Pimenta (1981) e Baptista e Coelho (2014), relatam que os princípios da hidráulica são mais bem compreendidos quando envolve a visualização com uso de equipamentos hidráulicos. Nesse sentido, buscou-se o desenvolvimento de um projeto para construção do módulo de laboratório para aplicar o ensino dos princípios envolventes na hidráulica. Na aplicação desta aprendizagem de ensino baseada em projetos foram propostas de forma ordenada as seguintes etapas de atividades metodológicas de 1 a 6:

1- Concepção do sistema e das partes constituintes;
2- Discursão das bibliografias referentes a hidráulica de associação em série e em paralelo de bombas;
3- Definição das equações da hidráulica a serem empregadas e o pré-dimensionamento do problema proposto;
4- Elaboração do desenho do experimento com uso de computação gráfica pensando nos aspectos estruturais em função das partes constituintes do equipamento;
5- Estudo conjunto para verificar o dimensionamento com uso de software livre, para posterior correção do desenho guiado por computação gráfica;
6- Definição do intervalo de medição dos dispositivos de medição de vazão e pressão;
7- Reuniões para definir a melhor alternativa de projeto em função de critérios econômicos;

Seguindo as etapas metodológicas mencionadas a figura 1 mostra a representação da lista destas atividades de aprendizagem fundamentais e avançadas, a qual engloba os processos de concepção, levantamento de equações para o pré-dimensionamento, desenho construtivo, modelagem hidráulica e simulação numérica, definição do intervalo de leitura de medição dos dispositivos para obter os dados de pressão e vazão no sistema de tubulações, o quantitativo de tubos, conexões e as válvulas para controle do escoamento.



Figura 1.- Lista de atividades de aprendizagem para construção do experimento.

As atividades da figura 1 mostra a proposta que permite aos alunos a elaborar e a dimensionar o projeto análogo a situações práticas enfrentadas pelos engenheiros, o qual leva a necessidade do desenvolvimento de habilidades de pensamento crítico e de abstração para solução das dificuldades enfrentadas. Neste sentido, avaliou-se o desempenho da equipe a partir do acompanhamento da realização destas etapas, e posteriormente através da defesa da apresentação das soluções propostas. Este método de ensino foi descrito por Campos et al. (2011) e Santos et al.

(2013), que possui como principal característica o aluno, que passa a ser ativo na sala de aula, e os professores, que atuam como tutores seriam passivos. A função do tutor seria de dar estímulos aos alunos na buscar do conhecimento para atingir os objetivos do trabalho (Santos et al. 2013).

RESULTADOS

Concepção do projeto

Inicialmente foi proposto que os alunos fizessem um estudo de concepção com uso do desenho técnico para elaborar um equipamento que, antes e após o processo construtivo, contribuísse para o aprendizado dos princípios da hidráulica. Com isso, a equipe partiu da definição de quais conceitos de sistemas hidráulicos deveriam ser abordados. Definiu-se então as estações de bombeamento, que necessitam do entendimento da hidráulica de bombas, e o sistema de redes de tubulações, que necessita dos conceitos de tubos em série, paralelo e em malha, com os conceitos de cálculo de perdas de carga. Este equipamento deveria ter abrangência de uso que englobasse as disciplinas de disciplinas de Hidráulica Aplicada, Instalações Hidrossanitárias e de Sistema de Redes Hidrossanitárias,

O grupo conjuntamente iniciou uma pesquisa sobre equipamentos similares para elaborar o desenho dos experimentos, e após um levantamento de preço de bancadas existentes no mercado constatou-se que estes possuem custos extremamente elevados. Isto fez com que motivasse a equipe, sob orientação do professor, a elaborar um projeto de construção de um equipamento com todas as partes constituintes necessárias procurando o mínimo custo possível. Através de análise idealizou-se que este equipamento deveria ter uma estrutura metálica com um sistema composto por quatro roldanas, para facilitar o transporte para diferentes ambientes, dois conjuntos motor-bomba, um reservatório, uma rede de tubos composta por conexões, válvulas, dispositivos de medição de pressão e vazão (Figura 2 e Tabela 1).

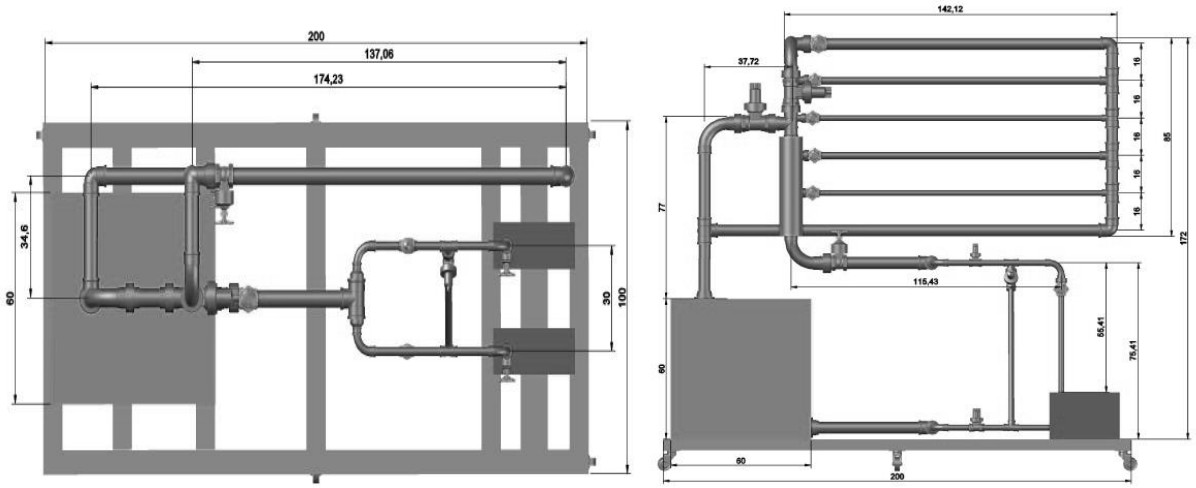


Figura 2.- Desenho em planta baixa (A), desenho em perfil (B) da bancada.

Tabela 1.- Lista de equipamentos constituintes da bancada.

Equipamento	Quantidade
Bombas Centrífugas	2un
Reservatório	1un
Rotâmetro	1un
Manômetro	6un
Tubulação	25m
Registros	15un

Uma vez definidos os conceitos hidráulicos a serem contemplados pelo projeto foi iniciada um levantamento de mínimo custo com a lista de peças indispensáveis para os conceitos a serem estudados, como pode ser visto na Tabela 1.

Pré-dimensionamento do Sistema

Na etapa do pré-dimensionamento foi realizado com base na verificação de bombas centrífugas existentes no mercado, escolheu-se o fabricante, a potência ideal do conjunto motor-bomba e sua faixa de vazão, como mostra a Tabela 2. Com a vazão definida utilizou-se a equação 1 para definir os diâmetros dos tubos de sucção e de recalque.

Tabela 2.- Parâmetros do pré-dimensionamento.

Descrição	Grandeza	Unidade	Valores
Potência do conjunto motor-bomba	P	HP	1/2
Vazão de operação	Q	m³/h	5,3
Coeficiente de Forchheimer	K	adimensional	1,3
Coeficiente de Hazen-Williams para PVC	C	adimensional	140
Rugosidade de tubos em PVC	e	m	0,000135
Aceleração gravidade	g	m/s²	9,81
Diâmetro de Sucção	Ds	m	0,025
Diâmetro de Recalque	Dr	m	0,025

.

$$D(m) = \mathrm{K}\sqrt{Q} \qquad [1]$$

A equação 1, foi proposta por Forchheimer, onde o valor do coeficiente K varia entre 0,9 a 1,4 para sistemas de bombeamento operando menos que 24 horas dia, para uma vazão de operação Q em m³/h (Baptista e Coelho, 2014).

A tabela 3 mostra a etapa do pré-dimensionamento concluída, observou-se que seria necessário definir a potência do conjunto motor-bomba de cálculo para fazer uma equivalência entre a potência escolhida com a de cálculo com uso da Equação 2, para o sistema de redes de tubulações composto por conexões e válvulas. A altura manométrica, proveniente do uso da equação de Bernoulli, para fluidos reais, que englobam as perdas de carga localizadas e por atrito, utilizando a equação de perdas em termos de energia cinética e a equação Hazen-Williams para o cálculo da perda de carga por atrito nos tubos de sucção e de recalque (Equações 3 a 8).

$$P(cv) = \frac{\gamma Q H_m}{75\eta} \qquad [2]$$

$$H_m = \Delta\mathrm{hLs} + \Delta\mathrm{hLr} + \Delta\mathrm{hds} + \Delta\mathrm{hdr} + \Delta\mathbf{z} \qquad [3]$$

$$\Delta\mathrm{hLs} = \frac{8\sum K_s Q^2}{\pi^2 g D_s^4} \qquad [4]$$

$$\Delta\mathrm{hLr} = \frac{8\sum K_r Q^2}{\pi^2 g D_r^4} \qquad [5]$$

$$\Delta\mathrm{hds} = \frac{10{,}65 L Q^{1{,}85}}{C^{1{,}85} D_s^{4{,}87}} \qquad [6]$$

$$\Delta\mathrm{hdr} = \frac{10{,}65 L Q^{1{,}85}}{C^{1{,}85} D_r^{4{,}87}} \qquad [7]$$

$$\Delta\mathrm{z} = \mathrm{ze} - \mathrm{zs} \qquad [8]$$

Nas equações 2 a 7, P é a potência do conjunto motor-bomba, em cv, H_m é a altura manométrica em m, Q é a vazão de operação em m³/h, γ é a peso específico da água em kgf/m³. $\mathrm{H_m}$ é a altura manométrica m, η é o rendimento do conjunto motor-bomba, ΔhLs e Δhdr são as perdas

de carga localizadas nas tubulações de recalque em m. Δhds e Δhdr são as perdas de carga distribuídas de Hazen-Williams nas tubulações de sucção e de recalque em m, D_s e D_r são os diâmetros dos tubos de sucção e de recalque em m. g é a aceleração da gravidade em m/s, C é o coeficiente de perda de carga de Hazen-Williams. $\sum K_s$ e $\sum K_r$ são os coeficientes de perdas de cargas localizadas dos tubos de sucção e recalque, na tubulação de sucção em, **Δz** é a diferença de cotas entre o eixo da bomba (ze) e a saída do tubo de recalque zs, em m.

Tabela 3.- Cálculo da altura manométrica (Hm) e da potência (P) do conjunto motor-bomba.

Perda de carga localizada na tubulação de sucção (ΔhLs)		**Perda carga distribuída no tubo de sucção (Δhds)**	
D (m)	0.025	**C**	140
Q (m3/s)	0.001472222	**D** (m)	0.025
Conexões	**K**	**Q** (m3/s)	0.001472222
Válvula Gaveta	0.2	**L** (m)	1.17
Tê passagem direta	0.9	**Δhds** (m)	0.487507716
ΣKs	1.1	**Perda carga distribuída no tubo de recalque (Δhdr)**	
ΔhLs (m)	0.504519249	**C**	140
Perda de carga localizada na tubulação de recalque (ΔhLr)		**D** (m)	0.025
D (m)	0.07	**Q** (m3/s)	0.001472222
Q (m3/s)	0.001472222	**L** (m)	7.43
Conexões	**K**	**Δhdr** (m)	3.095882332
4 Curva 90°	3.6	**Cota**	
Válvula Retenção	3	**Cota do eixo da bomba (ZI)**	0
Curvas 45°	0.2	**Cota na saída do tubo de recalque (ZF)**	0.6
Tê passagem lateral	14	**Δz = zs-ze**	0.6
Junção (Y)	2	**Altura Manométrica**	
Rotâmetro	10	**Hm (ΔhLs + ΔhLr + Δhds +Δhdr + Δz)**	5.119210598
5 Válvulas Gaveta	25	**Potência do Conjunto Motor-Bomba**	
ΣKr	57.8	**P** (cv)	0.154597243
ΔhLr (m)	0.431301302	**P** (HP)	0.153066577

O uso da planilha eletrônica, representada na tabela 3, expôs que o pré-dimensionamento permitiu que os alunos quantificassem as perdas de carga. De posse dos dados da tabela 2 e nos dados apresentados na Tabela 3, verificou-se que a potência do conjunto motor-bomba fornecido pelo fabricante possui valor superior a 0,15 HP. Isso demonstra que a bomba do fabricante atende perfeitamente as necessidades do sistema.

Nesta etapa de aprendizagem percebeu-se um estimulo a partir da busca de recursos computacionais com uso de planilhas eletrônicas para facilitar os cálculos que em conjunto também englobaram o entendimento da aplicação dos conceitos do escoamento da Hidráulica de condutos forçados. Segundo Reda (2006), para que o estudante passe por todas as etapas do aprendizado conceitual e prático, o uso de planilhas em aula de projeto, economiza tempo relevante, principalmente nos processos de repetição de cálculos. Porém, exige que o estudante as execute algumas vezes, elabore consciente e criteriosamente, para promover um bom aprendizado.

Desenho por Computação Gráfica

Após a obtenção dos valores hidráulicos definidos na fase do pré-dimensionamento, o grupo se reuniu para montar a lista de peças completa e de pontos que não haviam sido idealizados anteriormente, o que gerou um processo de tomada de decisão. Após estas definições, implementou-se o desenho técnico a mão livre para assim usar as ferramenta computacional de modelagem tridimensional.

A proposta do uso da ferramenta computacional de modelagem tridimensional foi imprescindível para o desenvolvimento do projeto da bancada hidráulica. A qual notou-se as

mesmas observações de Ferreira (2007), que menciona a fase de projeto como a primeira etapa do processo de produção, e que, contém um grande potencial para contribuir com sucesso, mediante as decisões tomadas durante a fase inicial potencializando as chances de redução custos por possíveis erros. Neste sentido concebido o projeto por computação gráfica como mostra a figura 3.

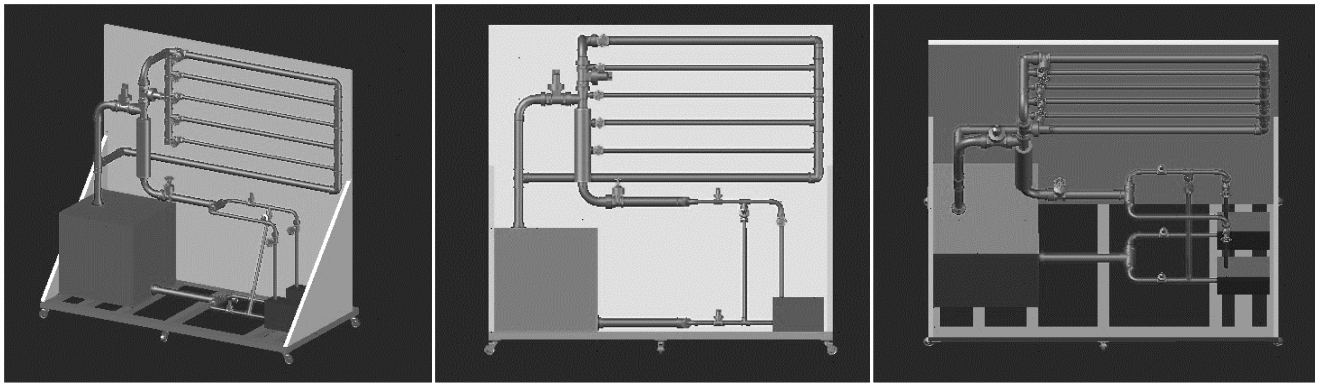


Figura 3.- Desenho da bancada via Autocad 3D.

A elaboração do desenho da bancada hidráulica na figura 3, com suas pastes constituintes, mostrou que a modelagem computacional tridimensional permiti aos alunos uma visualização mais próxima do que seria o equipamento quando executado. Isto facilitou na verificação das dimensões de projeto, mediante os resultados dos cálculos hidráulicos para evitar uma possível construção com proporções demasiadas ou irreais. Segundo Speck (2005) a modelagem 3D proporciona ao observador uma excelente percepção, pois o mesmo irá possuir diferentes pontos de vista proporcionando uma melhor integração entre o projetista e o objeto. A computação gráfica permite ao aluno a compreender e a entender sem precisar de um elevado conhecimento técnico e específico inicial em projetos.

Verificação por simulação hidráulica e os dispositivos de medição vazão e pressão

Na hidrodinâmica, a pressão e a vazão são variáveis de extrema importância, as quais devem ser quantificadas e controladas no dimensionamento de projeto (Baptista e Coelho, 2014). Assim sendo, as decisões tomadas em grupo voltaram-se na definição dos dispositivos de medição de vazão e de pressão estática. As suas posições também foram de extrema importância nas discussões, pois a localização dos mesmos nos condutos interfere na precisão das leituras das medições, como se recomenda na literatura (Pimenta, 1981).

Após a fase de confirmação dos valores encontrados nos memoriais de cálculo, o grupo deu início ao lançamento, sob a supervisão do professor, dos valores do pré-dimensionamento em um software de simulação hidráulica consagrado no meio acadêmico e profissional, que é o EPANET, desenvolvido por Rossman (2000). Durante essa etapa, o projeto precisou ser revisto para, assim, chegar em valores em que, tanto o software, quanto o memorial feito através de planilha, estivessem com valores aproximados, reforçando a validação do dimensionamento (Figura 4 e 5). Esta premissa na fase do projeto potencializam as chances de não gerar custos devido a erros de sub-dimensionamento comprometendo a escolha de um conjunto motor-bomba inadequado, a compra medidores de pressão e vazão com erros de escala e no intervalo de leitura, e até mesmo superdimensionamentos do conjunto elevatório, promovendo pressões elevadas na rede de tubulações, o qual gera ruptura nos tubos.

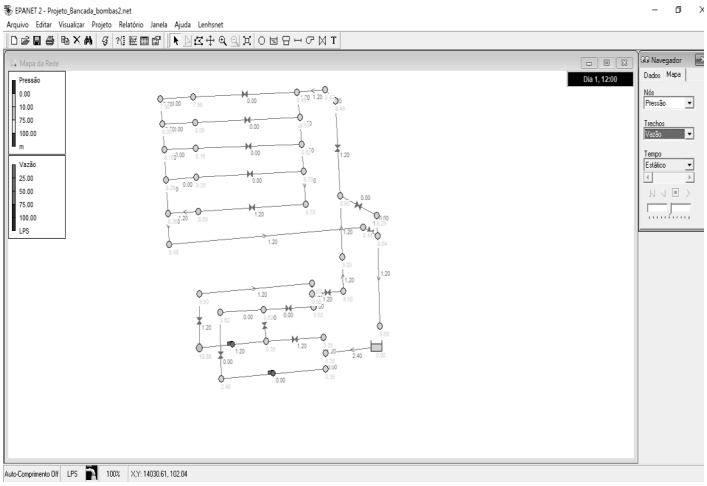
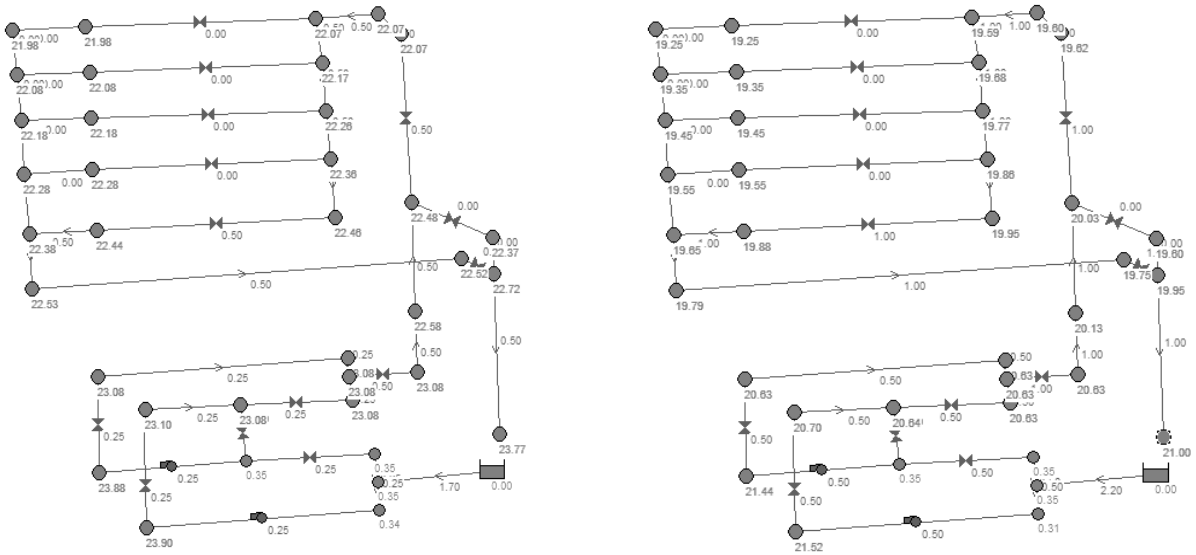


Figura 4.- Simulação hidráulica com uso do epanet como forma de verificação do pré-dimensionamento do sistema de bombas centrífugas interligado a uma rede de tubulações.



(A) (B)

Figura 5. – Simulação de bombas em paralelo (A) e simulação de associação de bombas em série (B).

O uso do EPANET para simulação hidráulica do projeto possibilitou a troca de conhecimentos entre os membros do grupo, sobre o manuseio e os conceitos de modelagem hidráulica computacional (Figura 5). Os resultados da simulação também permitiram confirmar o valor da altura manométrica, para o futuro estudo de curvas, potência e rendimento do conjunto motor-bomba, além da capacidade dos reservatórios e do intervalo da escala de medição dos dispositivos de controle de medição da pressão e da vazão de operação da bomba com os manômetros e os rotâmetros. Outros pontos que necessitavam de dados de pressão, foram os locais onde teriam as conexões, as válvulas e certos pontos a da rede de tubulações, o qual necessitária de cálculos mais robustos nas planilhas eletrônicas. A simulação hidráulica então permitiu avaliar o campo de pressão em cada ponto (nó) estratégico da rede de tubulações, o qual estaria às tomadas de pressão. A simulação assim permitiu a escolha da escala e do intervalo de medição dos manômetros ideais.

Após a parte de cálculo concluída e validada, a equipe retomou novamente para a etapa da modelagem tridimensional no AutoCAD para corrigir e elaborar o ajuste final, conforme a metodologia proposta por Ferreira (2007). Ao encerrar sua tarefa, o grupo foi avaliado coletivamente pelo professor, concluindo a parte de elaboração do projeto.

CONCLUSÕES

A atividade de aprendizado baseado em projetos – PBL trouxe, portanto, diversos resultados positivos, contribuindo no entendimento de diferentes conceitos e no aprimoramento de habilidades transversais. Estes resultados foram também relatados no estudo de (Ribeiro 2005, Campos et al. 2011, Santos et al. 2013, Sesoko e Neto, 2014). Na elaboração dos projetos observou-se a integração entre os acadêmicos, em diversas etapas envolvidas na elaboração, o que seria análogo à interação necessária no ambiente profissional da engenharia.

O trabalho proporcionou aos participantes o desenvolvimento da autonomia na busca pelo conhecimento, bem como melhora da argumentação crítica, visto que o processo requer pleno entendimento do conteúdo para a correta execução das tarefas. Também foram obtidos ganhos em habilidades como comunicação e liderança, que surgiram frente a constância dos debates. Isso mostra que a metodologia PBL não somente motivou o aprendizado técnico, como seria a proposta do ensino tradicional, mas também contribuiu para um aperfeiçoamento de um processo de aprendizagem.

O projeto encontra-se na etapa de estudo de viabilidade econômica e da construção da estrutura. Após a finalização, pretende-se utilizar a bancada para demonstração de fenômenos e de validação de formulações da hidráulica mediante ensaios experimentais, com os alunos em séries iniciais e avançadas do curso de Engenharia Ambiental e Sanitária.

REFERÊNICAS

Baptista, B. M. e Coelho, P. L. M. M. (2014), "Fundamentos de Engenharia Hidráulica", *Editora UFMG*, Belo Horizonte, 3ª ed., 473 p..

Ferreira, R. C. (2007), *"Uso do CAD 3D na compatibilização espacial em projetos de produção de vedação vertical em edificações"*. (Dissertação de mestrado) - Escola politécnica da universidade de São Paulo. São Paulo.

Kalatzis A. C. (2008), *"Aprendizagem baseada em problema em uma plataforma de ensino a distância com o apoio dos estilos de aprendizagem: uma análise do aproveitamento dos estudantes de engenharia"*, Dissertação (Mestrado em Engenharia de Produção) - Universidade de São Paulo, São Carlos.

Masson, T.J., Miranda, L.F., Munhoz, A.H. e Castanheira, A.M.P. (2012), "Metodologia de ensino: aprendizagem baseada em projetos (PBL)". *Congresso Brasileiro de Educação em Engenharia*, Belém.

Pimenta, C. F., (1981), "Curso de Hidráulica Geral", *Editora Guanabara*, Rio de Janeiro, 4ª ed. 1981, 482 p..

Reda, A. L. L., (2006), *"Uso criterioso de planilha eletrônica no ensino de hidráulica: Dimensionamento de redes de abastecimento de água pelo método de Hardy-Cross"*. Anais do XXXIV COBENGE. Passo Fundo: Ed. Universidade de Passo Fundo.

Ribeiro, L.R.C., (2005), "Aprendizagem Baseada em Problemas (PBL): *Uma Implementação na Educação em Engenharia na Voz dos Atores*", p. 32. .

Rossman, L. A. (2000), *"EPANET 2 users manual"*. U.S. Environmental Protection Agency, Cincinati, Ohio.,

Santos, C. G. L., Bortoli, M. L., Pereira, A. C. (2013), "Apredizagem baseada em projetos: Estudo de caso com ingressantes em engenharia de produção", XLI COBENGE. Gramado-RS.

Sesoko, V.M. e Neto, O.M. (2014). "Análise de experiências de problem e project based learning em cursos de engenharia civil". *Congresso Brasileiro de Educação em Engenharia*, Juiz de Fora.

Silva, V. S.V., e Tarqui ,J .L. Z. . (2009) "Contribuição da auto-construção de módulos de laboratório de fenômenos de transporte na formação de engenharia". In: *IX congresso ibero-americano de ingenieria mecânica*, Las Palmas de Gran Canaria. p. 90-97.

Speck, H. J. (2005)**, "***Proposta de método para facilitar a mudança de técnicas de projetos: da prancheta à modelagem sólida (CAD) para empresas de engenharia de pequeno e médio porte"*. Tese (Doutorado em Engenharia de Produção) - Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 185 p..

IAHR **AIIH**

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

SIMULACIÓN DE PROCESOS HIDRODINÁMICOS EN UNA CURVA ABRUPTA DE LABORATORIO MEDIANTE LOS MODELOS RANS Y LES

***Olmos L.*[(1)], *Ragessi M.*[(2,3)], *Tarrab L.*[(2)], *Pozzi Piacenza C.*[(2)], *García Carlos M.*[(2)]**
(1) IRHi-UNSE – (2) LH-CETA-UNC – (3) APRHI
E-mail: lolmos@unse.edu.ar, matiasragessi@gmail.com, cepozzi@hotmail.com, ltarrab@gmail.com, cgarcia2mjc@gmail.com

RESUMEN:

El comportamiento del flujo en canales curvos es tridimensional con presencia de diversos procesos complejos tales como la sobreelevación de la superficie del agua, las corrientes secundarias, la recirculación y la separación del flujo en las márgenes, los cuales producen fuertes gradientes de presiones y una redistribución de las velocidades que afectan tanto la topografía del lecho, como el transporte de sedimentos . El grupo de trabajo a cargo de esta publicación ha generado resultados experimentales de la caracterización hidrodinámica del flujo en una curva abrupta representada a fondo fijo en un canal de laboratorio a partir de mediciones de velocidades superficiales del flujo realizadas mediante la técnica PTV (Particle Tracking Velocimeter). En este trabajo, y para complementar los análisis realizados, se presenta la simulación numérica tridimensional de este flujo realizada mediante modelos basados en las Ecuaciones de Navier-Stokes promediadas según Reynolds (RANS) y la Simulación de Grandes Vórtices (LES), de manera de comparar requerimientos computacionales (discretización espacial y temporal), resultados y establecer que procesos hidrodinámicos son observables en cada uno de ellos. Para la simulación se utilizaron los datos experimentales como condiciones iniciales y de borde y el paquete libre y abierto OpenFoam (OpenCFD, 2014) que incluye varios esquemas de discretización y algoritmos para solucionar problemas de la Dinámica de Fluidos Computacional (CFD).

ABSTRACT:

The behavior of the flow in sharp open-channel bends is three-dimensional with the presence of several complex processes such as the super-elevation of water surface on opposite sides of the channel bend, secondary currents, recirculation and flow separation at the margins, which produce strong pressure gradients and a floe velocity redistribution that affect both the channel bed topography, and the sediment sediments. The working group in charge of this publication has generated experimental results of the hydrodynamic characterization of the flow in a sharp open-channel bend represented in a laboratory channel with fixed bed through surface flow velocity measurements carried out using the PTV technique (Particle Tracking Velocimeter). In this work, and to complement the experimental analyzes carried out, the three-dimensional numerical simulation of this flow is presented using models based on the Reynolds-averaged Navier-Stokes Equations (RANS) and the Large Vortex Simulation (LES), in order to compare computational requirements (spatial and temporal discretization), results and establish which hydrodynamic processes are observable in each one of them. For the simulation, the OpenFoam package (OpenCFD, 2014) was used that includes several discretization schemes and algorithms to solve Computational Fluid Dynamics (CFD) problems. The experimental data were used as initial and border conditions.

PALABRAS CLAVES: CFD, LES, RANS.

INTRODUCCIÓN Y OBJETIVO

El flujo en una curva abrupta, con relación entre el radio de curvatura y ancho menor a 3 (R/B< 3), ya sea en ríos naturales como en canales de laboratorio es netamente tridimensional y genera procesos hidrodinámicos típicos, que se dan también en otras configuraciones como bifurcaciones o convergencia, y cerca de estructuras hidráulicas tales como pilas y estribos de puentes. (Blanckaert, 2013)

La separación de flujo y el flujo helicoidal son los fenómenos del flujo más importantes se presentan y tienen un efecto morfológico importante. Estos fenómenos son influenciados por la inclinación de la superficie del agua transversal, la cual a su vez está condicionada por la profundidad y la rugosidad del flujo. Los efectos asociados a la separación del flujo son la recirculación del flujo, la contracción del flujo principal, una capa de corte, la vorticidad inducida por la capa de corte, la interacción entre los fenómenos hidráulicos y la interacción de separación-sedimento.(Ardesch, 2014)

Estos procesos presentan un comportamiento cuasi periódico, observándose en las señales de velocidad del flujo oscilaciones de baja frecuencia con escalas de tiempo dos órdenes de magnitud mayor que la escala de tiempo de la turbulencia generada por la fricción del fondo. La extensión de la zonas de recirculación del flujo depende directamente de la relación B/R (ancho/radio de curvatura) y del número de Froude, aumentando al incrementase la curvatura y disminuyendo a menores números de Froude (Leeder y Bridges, 1975).

El grupo de trabajo a cargo de esta publicación ha generado resultados experimentales, que se presentan a continuación, de la caracterización hidrodinámica del flujo en una curva abrupta representada a fondo fijo en un canal de laboratorio. En este trabajo, y para complementar los análisis realizados, se presenta la simulación numérica tridimensional de este flujo realizada mediante modelos basados en las Ecuaciones de Navier-Stokes promediadas según Reynolds (RANS) y la Simulación de Grandes Vórtices (LES), de manera de comparar requerimientos computacionales (discretización espacial y temporal), resultados y establecer que procesos hidrodinámicos son observables en cada uno de ellos.

ESTUDIO EXPERIMENTAL

El estudio experimental se realizó en un tramo de canal curvo con fondo fijo (Figuras 1 y 2) en el cual se realizaron mediciones experimentales diversas del flujo (Tarrab, 2008).

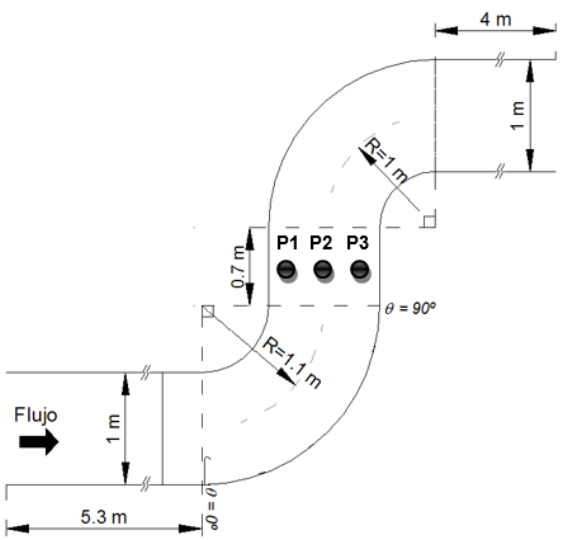


Figura 1.- Vista en planta de la geométrica del canal.

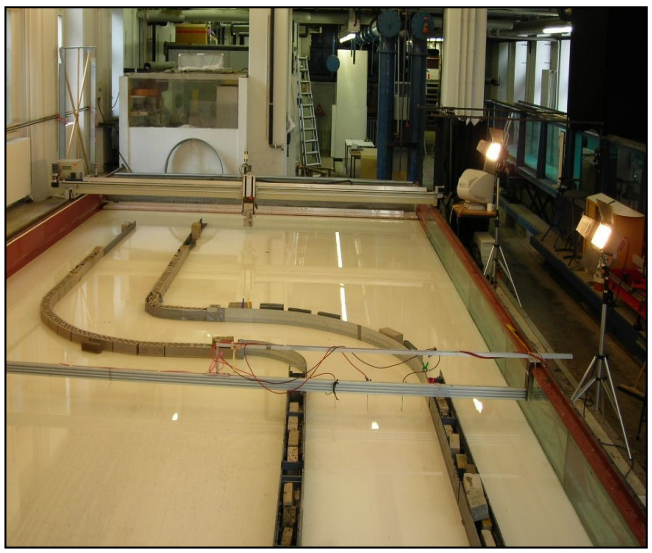


Figura 2.- Canal de ensayo del Instituto de Hidromecánica de la Universidad de Karlsruhe.

Si bien se disponen de datos para 2 relaciones de aspecto B/H: 29 y 10, durante los experimentos en el último de ellos se observaron fluctuaciones de baja frecuencia lo que no pudo ser representado mediante las simulaciones RANS según los resultados obtenidos en Olmos et al. (2017). En consecuencia en este trabajo, además de la simulación RANS, se presentan los resultados de un Modelo LES sobre el mismo mallado y utilizando como condiciones iniciales y de borde las obtenidas para el último paso de cálculo del RANS, con el objeto de captar dichas fluctuaciones y ver que fenómenos se simulan de manera más precisa.

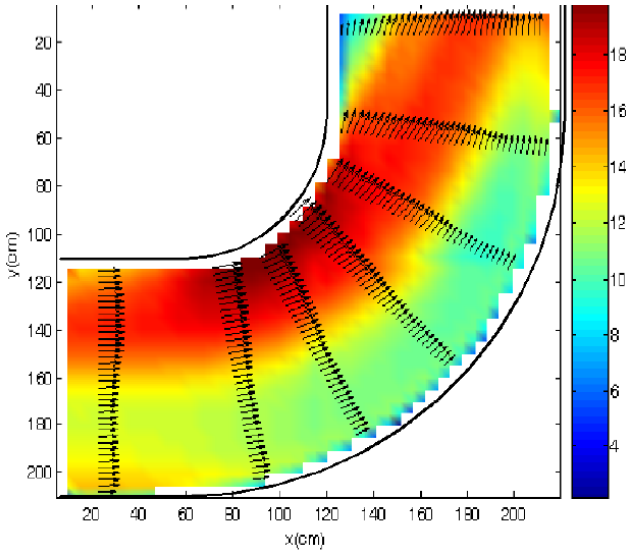


Figura 3.- Mapa de las velocidades superficiales (cm/s) y vectores de dirección de velocidad medidos.

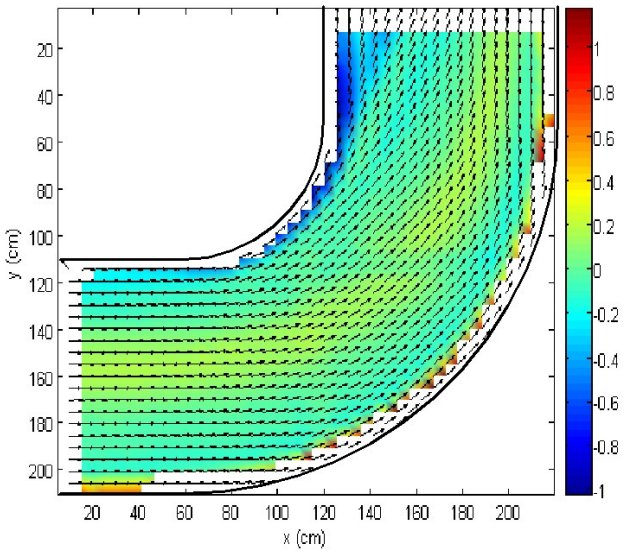


Figura 4.- Vorticidad (1/s) y vectores de velocidad superficial. Vorticidad positiva (+) en sentido horario, y vorticidad negativa (-) en sentido anti-horario.

Otro resultado obtenido durante la etapa experimental es el campo de las velocidades transversales superficiales, cuyo resultado se observa en la Figura 5, en donde se indican las cinco secciones transversales en las que se realizará un corte transversal de los respectivos modelos a fin de analizar las velocidades transversales en dicho planos en las coordenadas r-z.

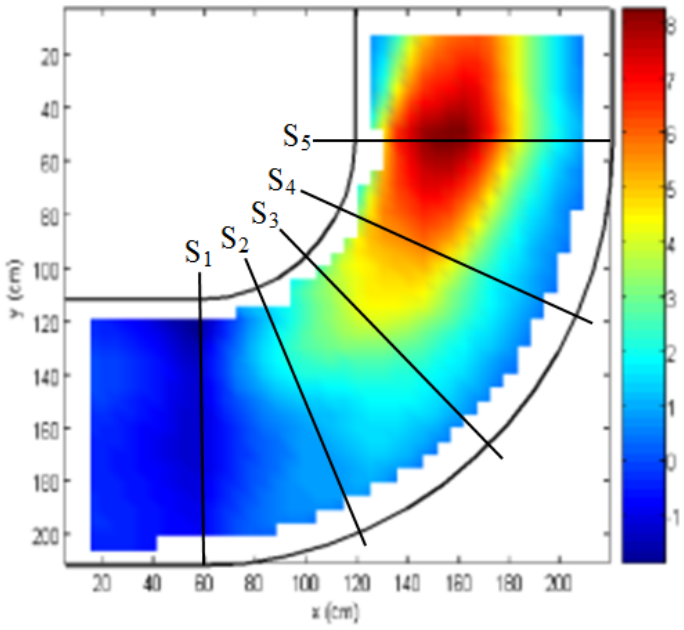


Figura 5.- Velocidad transversal superficial (cm/s). Los valores positivos (+) indican velocidades centrifugas, y los valores negativos (-) indican velocidades centrípetas.

La Figura 6 muestra el campo instantáneo de la magnitud de velocidad superficial de flujo en dos instantes de tiempo diferentes (intervalo entre imágenes Δt = 11,2 s). Se observa en ambos casos que la velocidad es mayor en la zona cercana a la margen interna en la entrada de la curva y hacia el tramo final las velocidades máximas se encuentran en la zona cercana a la margen externa. Sin embargo, a la salida de la curva las velocidades máximas se encuentran más cercanas a la margen externa para el caso de t = 0 s (Figura 6a, izquierda) que para el t = 11,2 s (Figura 6b, derecha), en el cual las velocidades máximas se desplazan hacia la margen interna disminuyendo en esta zona la extensión del área de recirculación o separación del flujo.

La variación temporal del campo de velocidades en las mediciones realizadas (incluyendo cambios en la magnitud de la velocidad e invirtiéndose la dirección de la misma en algunos casos) indica la presencia de fluctuaciones de baja frecuencia en la región cercana a la margen interna que podrán ser generadas por una zona de separación (y recirculación) del flujo, lo cual será evaluado mediante el modelo LES.

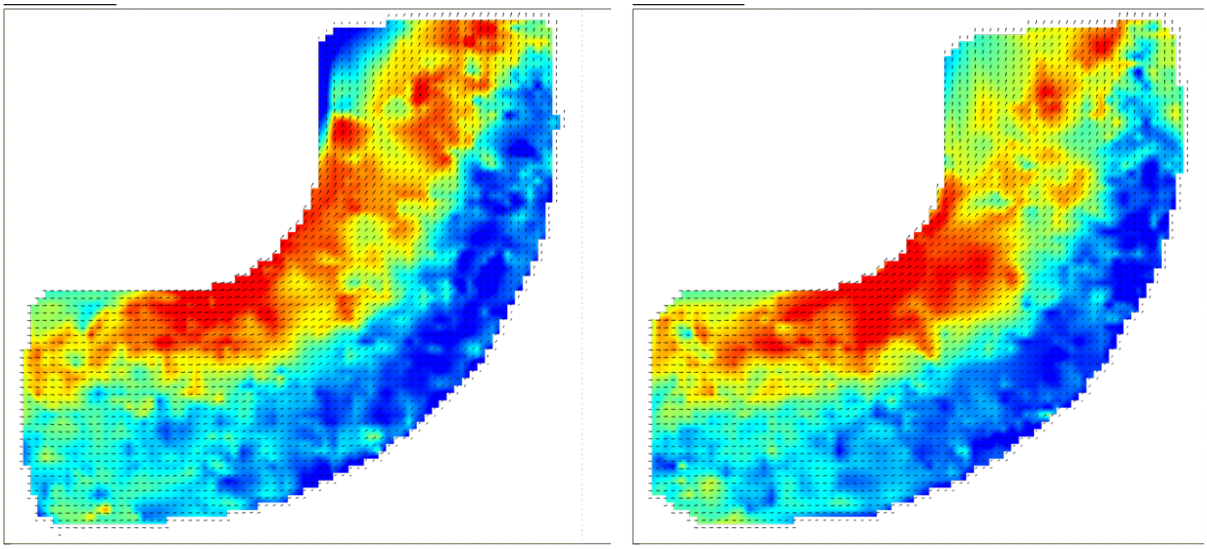


Figura 6.- velocidades superficiales (m/s) y vectores de dirección en dos instantes de tiempo.

SIMULACIÓN NUMÉRICA

A fines de complementar el análisis experimental presentado, a continuación se describe la simulación numérica tridimensional del flujo de estudio realizada mediante modelos basados en las Ecuaciones de Navier-Stokes promediadas según Reynolds (RANS) y la Simulación de Grandes Vórtices (LES), de manera de comparar requerimientos computacionales (discretización espacial y temporal), resultados y establecer que procesos hidrodinámicos son observables en cada uno de ellos. Para la simulación se utilizaron los datos experimentales como condiciones iniciales y de borde y el paquete libre y abierto OpenFoam (OpenCFD, 2014) que incluye varios esquemas de discretización y algoritmos para solucionar problemas de la Dinámica de Fluidos Computacional (CFD).

La discretización espacial del dominio se realizó mediante un mallado estructurado. A partir de un análisis de convergencia de malla comparando el comportamiento del perfil transversal de velocidad para dos mallas de tamaño consecutivos se definió una resolución óptima para elementos de 1,25 x 1,25 cm (Olmos et al, 2015). Para representar la separación y recirculación del flujo después de la primera curva, se refino el modelo en la zona de frontera hasta obtener celdas de 0,31 x 0,31 cm llegando a un Y+ de 4 .

En el caso de la simulación con el modelo RANS se utiliza el solver PISO (Pressure Implicit with Splitting of Operators, pisoFoam en OpenFOAM®) que permite acoplar las ecuaciones de

Navier-Stokes mediante un procedimiento iterativo, para una malla de volúmenes finitos. Éste se aplica para flujo impermanente, de una sola fase, para densidad y viscosidad constantes. Las ecuaciones promediadas de Navier-Stokes en el tiempo (RANS, por sus siglas en ingles), expresadas en forma tensorial se pueden escribir como:

$$\frac{\partial \bar{u_i}}{\partial x_i} = 0 \tag{1}$$

$$\rho\left(\frac{\partial \bar{u_i}}{\partial t} + \bar{u_i}\frac{\partial \bar{u_i}}{\partial x_j}\right) = \frac{-\partial \bar{p}}{\partial x_i} + \mu\nabla^2\bar{u}_i + \frac{\partial}{\partial x_j}\left(-\rho\overline{u'_j u'_i}\right) \tag{2}$$

En cuanto al modelo de cierre utilizado es el modelo de turbulencia SST k-ω (Menter, 1993) que es un modelo de viscosidad de remolinos de dos ecuaciones que se ha vuelto muy popular. La formulación del transporte del esfuerzo cortante (SST) es muy eficiente. El uso de una formulación k-ω en las partes internas de la capa límite hace que el modelo se pueda utilizar directamente hasta la pared a través de la subcapa viscosa, por lo que el modelo SST k-ω puede usarse como un modelo de turbulencia de bajo Re sin funciones de amortiguación adicionales. La formulación de SST también cambia a un comportamiento k-ε en el flujo lejos de las paredes y por lo tanto evita el problema común de k-ω que el modelo es demasiado sensible a las condiciones de borde de la turbulencia en la entrada del modelo. Los usuarios que utilizan el modelo SST k-ω a menudo lo merituan por su buen comportamiento en gradientes de presión adversa y separación de flujos. El modelo SST k-ω produce niveles de turbulencia demasiado grandes en regiones con una tensión normal grande, como regiones de estancamiento y regiones con fuerte aceleración. Sin embargo, esta tendencia es mucho menos pronunciada que con un modelo normal de k-e (Hellsten,1998).El modelo SST k-ω tiene un mejor comportamiento que el modelo k-ε para representar las zonas de recirculación a las salidas de las curvas. (Olmos et al, 2015).

A continuación se desarrollan las ecuaciones principales de la resolución de la turbulencia.

Viscosidad Cinemática Turbulenta o de Remolino

$$\nu_{\mathrm{T}} = \frac{a_1 k}{\max\left(a_1 w, SF_2\right)} \tag{3}$$

Energía Cinética Turbulenta

$$\frac{\partial k}{\partial t} + U_j\frac{\partial k}{\partial x_j} = P_k - \beta^* k\omega + \frac{\partial}{\partial x_j}\left[\left(v + \sigma_k v_{T)}\right)\frac{\partial k}{\partial x_j}\right] \tag{4}$$

Tasa de Disipación Especifica de Energía Cinética Turbulenta

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} + U_j\frac{\partial \omega}{\partial x_j} = \alpha S^2 - \beta\omega^2 + \frac{\partial}{\partial x_j}\left[\left(v + \sigma_\omega v_{T)}\right)\frac{\partial \omega}{\partial x_j}\right] + 2(1 - F_1)\sigma_{\omega 2}\frac{1}{\omega}\frac{\partial k}{\partial x_i}\frac{\partial \omega}{\partial x_i} \tag{5}$$

Coeficientes de Cierre y Relaciones Auxiliares

$$F_2 = \tanh\left[\left[\max\left(\frac{2\sqrt{k}}{\beta^*\omega y}, \frac{500v}{y^2\omega}\right)\right]^2\right] \tag{6}$$

$$P_k = \min\left(\tau_{ij}\frac{\partial U_i}{\partial x_j}, 10\beta^* k\omega\right) \tag{7}$$

$$F_1 = \tanh\left\{\left\{min\left[\max\left(\frac{2\sqrt{k}}{\beta^*\omega y}, \frac{500v}{y^2\omega}\right), \frac{4\sigma_{\omega 2}k}{CD_{k\omega}y^2}\right]\right\}^4\right\} \tag{8}$$

$$CD_{k\omega} = max\left(2\rho\sigma_{\omega 2}\frac{1}{\omega}\frac{\partial k}{\partial x_i}\frac{\partial \omega}{\partial x_i}, 10^{-10}\right) \quad (9)$$

$$\emptyset = \emptyset_1 F_1 + \emptyset_2(1 - F_1) \quad (10)$$

Con a_1=0,31 ; $\propto_1 = \frac{5}{9}$; $\propto_2 = 0{,}44$; $\beta_1 = \frac{3}{40}$; $\beta_2 = 0{,}0828$; $\beta^* = \frac{9}{100}$;
$\sigma_k = 0{,}85$; $\sigma_{k2} = 1$; $\sigma_\omega = 0{,}50$; $\sigma_{\omega 2} = 0{,}856$

Debido a la condición de tapa rígida con deslizamiento que se asume en la superficie libre, se utilizan valores de la presión deducido a partir del nivel del agua.

Por otro lado se lleva a cabo la simulación LES que surge de la esencia del enfoque de simulación de remolinos grandes (LES) para el tratamiento numérico de turbulencia. Para cada problema de flujo turbulento se calculan los remolinos más grandes con una simulación dependiente del tiempo y como los remolinos más pequeños tienen un comportamiento universal, los mismos se pueden capturar mediante un modelo compacto.

En este caso se utilizó un esquema temporal para obtener mayor información sobre el campo de flujo medio e instantáneo. En particular, se utilizó el algoritmo PIMPLE (pimpleFoam en OpenFoam®) que fusiona los esquemas PISO (Issa, 1986) y SIMPLE (Patankar, 1980) para flujos no estacionarios, para densidad y viscosidad constantes. En este trabajo se utilizó el algoritmo en un modelo de una sola fase.

El algoritmo PIMPLE además de realizar la corrección de la presión y la turbulencia en el bucle del algoritmo PISO, incorpora un bucle que permite corregir las ecuaciones de cantidad de movimiento, masa y energía hasta lograr la convergencia en cada paso de tiempo. Este bucle extra permite disminuir los residuales y aumentar el paso de tiempo asegurando la condición de Courant, lo que se traduce en un relativo menor costo computacional.

El esquema descrito arriba se utilizó para resolver las ecuaciones filtradas de Navier-Stokes, las que se describen brevemente a continuación y para una explicación desarrollada de las ecuaciones de Navier-Stokes filtradas para flujo incompresibles y los modelos para aproximar la viscosidad turbulenta se puede encontrar en Márquez Damián y Nigro (2010).

La ecuación (11) representa la ecuación de cantidad de movimiento filtradas, para flujo incompresible y para las tres direcciones. Es necesario aclarar que a continuación el operador $\bar{u}_i$, $\bar{p}$, $\bar{\tau}_{ij}$ indica las variables filtradas.

$$\rho\left(\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial t}\right) + \rho\frac{\partial}{\partial x_j}\left(\bar{u}_i\bar{u}_j\right) = -\frac{\partial \bar{p}}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j}\left[\mu\left(\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{u}_j}{\partial x_i}\right)\right] - \frac{\partial}{\partial x_j}\frac{2}{3}\mu\frac{\partial \bar{u}_l}{\partial u_l}\delta_{ij} - \frac{\partial \bar{\tau}_{ij}}{\partial x_j} \quad (11)$$

en donde el tensor de tensiones τ_{ij} se atribuye al intercambio de cantidad de movimiento debido a las interacciones entre las escalas turbulentas más pequeñas no resueltas, por lo que se denominan tensiones SGS (por sus siglas en ingles de sub-grid-scale). El tensor de tensiones se define como:

$$\tau_{ij} = \rho\overline{u_i u_j} - \rho\overline{u}_i\overline{u}_j \quad (12)$$

La tensiones SGS que resultan de la operación de filtrado no tienen solución y necesitan ser modeladas. Las estructuras turbulentas más pequeñas tienden a ser isotrópicas y al igual que en los modelos basados en RANS la mayoría de los modelos SGS se basan en la hipótesis de Boussinesq. Por esto, las tensiones SGS se computan con la ecuación (13)

$$\tau_{ij} - \frac{1}{3}\tau_{kk}\delta_{ij} = -2\mu_{SGS}\bar{S}_{ij} \quad (13)$$

en donde μ_{SGS} es la viscosidad de las escalas turbulentas más pequeñas modeladas. El termino $\frac{1}{3}\tau_{kk}\delta_{ij}$ de la ecuación (13) representa la componente isotrópica debido a las escalas más pequeñas de la turbulencia, y no se modela pero se incorpora al término de la presión estática filtrada ($\bar{p}$). $\bar{S}_{ij}$ es el tensor de la tasa de deformación para las escalas que son resueltas y se define en la ecuación (14)

$$\bar{S}_{ij} = \frac{1}{2}\left(\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{u}_j}{\partial x_i}\right) \tag{14}$$

En síntesis el sistema de cinco ecuaciones a resolver en el modelo LES, flujo incompresible y utilizando un modelo Smagorinsky-Lilly consta de:

$$\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_i} = 0 \tag{15}$$

La ecuación (11)[(11 se puede escribir

$$\rho\left(\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial t}\right) + \rho\frac{\partial}{\partial x_j}\left(\bar{u}_i\bar{u}_j\right) = -\frac{\partial \bar{p}}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j}\left[\mu + \mu_{SGS}\left(\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{u}_j}{\partial x_i}\right)\right] - \frac{\partial}{\partial x_j}\frac{2}{3}\mu\frac{\partial \bar{u}_l}{\partial u_l}\delta_{ij} \tag{16}$$

La formulación del modelo Smagorinsky-Lilly en OpenFoam® para aproximar el valor de la viscosidad de las escalas más pequeñas que no se resuelven es:

$$\mu_{SGS} = \rho L_S^2 C_S^2 |\bar{S}| \tag{17}$$

L_S representa

$$L_S = min\left[\frac{\kappa y}{C_\Delta}\left(1 - e^{\frac{-y^+}{A^+}}\right), V^{1/3}\right] \tag{18}$$

en donde κ es la constante de Von Karmen, y es la distancia a la pared más cercana, C_Δ y A^+ son constantes del modelo que por defecto son iguales a 0,158 y 26 en OpenFoam®, respectivamente, y V es el volumen de la celda de cálculo. Este enfoque se basa en la función de amortiguamiento de Van Driest para μ_{SGS} (De Villiers, 2006, citado por Márquez Damián y Nigro (2010).

En la ecuación (17) la constante C_S se determina por

$$C_S = \sqrt{C_K\sqrt{\frac{C_K}{C_\epsilon}}} \tag{19}$$

por defecto en OpenFoam® $C_K = 0{,}07$ y $C_\epsilon = 1{,}05$, y por lo tanto $C_S = 0{,}13$.

Las simulaciones numéricas del caso de estudio se validaron con los resultados experimentales disponibles en los estudios realizados por el grupo de trabajo y en otras publicaciones.

RESULTADOS

La simulación del modelo RANS se llevó a cabo por un tiempo de 240 segundos. Esta simulación se estabilizó alrededor de los 110 seg. Luego los resultados de esta simulación se usaron como condiciones iniciales para el modelo LES que se simuló por 300 segundos para observar inestabilidades o fluctuaciones en el campo de velocidades en la zona de separación, tal cual se observaban en el experimento con trazadores. En la Figura 7 y 8 se presentan el resultado de las simulaciones de los dos modelos para el tiempo de 110 en el modelo RANS y la media temporal para el modelo LES de manera que sean comparables.

El modelo RANS genera una zona de recirculación y separación del flujo similar a la observada en los experimentos. En el modelo LES se visualiza esta zona de separación pero la misma presenta una mayor difusión y menor definición por rango de velocidades en el sentido transversal y longitudinal del flujo. La causa posible de este comportamiento podría ser la presencia de combinaciones de distintas configuraciones de mallas con diferentes tamaños de celdas al aproximarse a la primera curva ya que se observan perturbaciones en los valores de las variables en las uniones de las mismas que se propagan hacia aguas abajo. En la Figura 9 se distinguen las 5 configuraciones de mallado utilizadas y en la Figura 10 como el campo de vorticidad en Z presenta perturbaciones siguiendo la traza de las uniones de las mallas y perturbaciones que nacen en las mismas y se propagan hacia aguas abajo. Se aclara que se muestra una vista invertida desde el fondo del modelo.

Un análisis cuantitativo de los resultados de la simulación con el modelo RANS, muestra velocidades máximas cercanas a los 23 cm/s un poco mayores a los 20 cm/s observados en el canal experimental, mientras que en el modelo LES los valores son aún un poco más grande, del orden de los 35 cm/s, el que resulta de la media temporal de las velocidades instantáneas que son calculadas por este tipo de modelo numérico. Se puede observar que el modelo LES presenta zonas con fluctuaciones superficiales no estableciéndose con una definición adecuada las zonas de separación y recirculación.

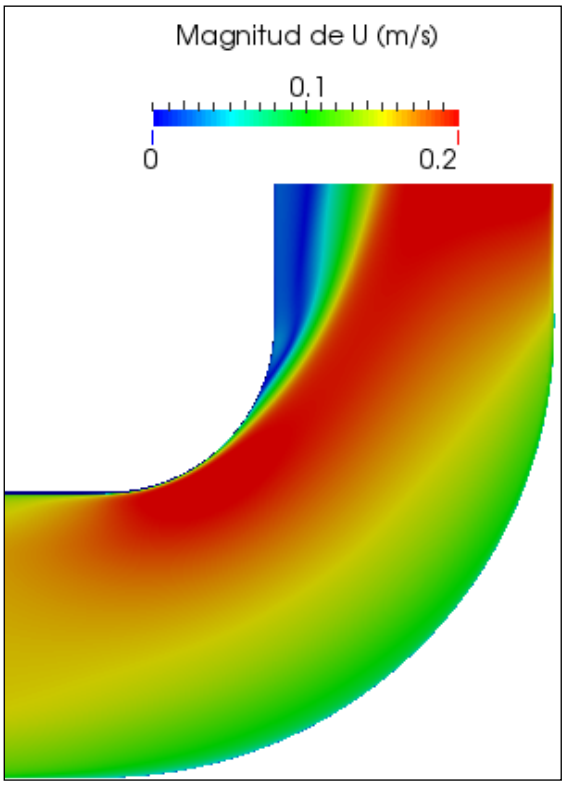


Figura 7.- Velocidad superficial en m/s. RANS.

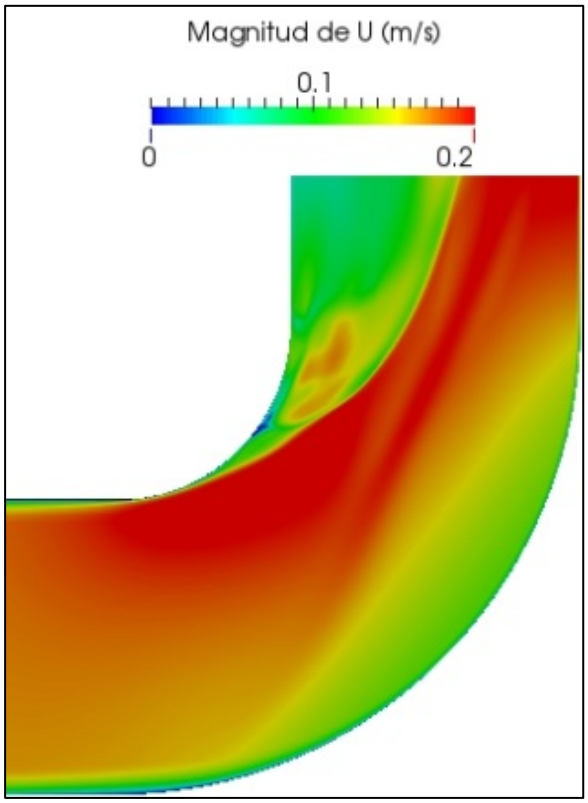


Figura 8.- Velocidad superficial en m/s. LES.

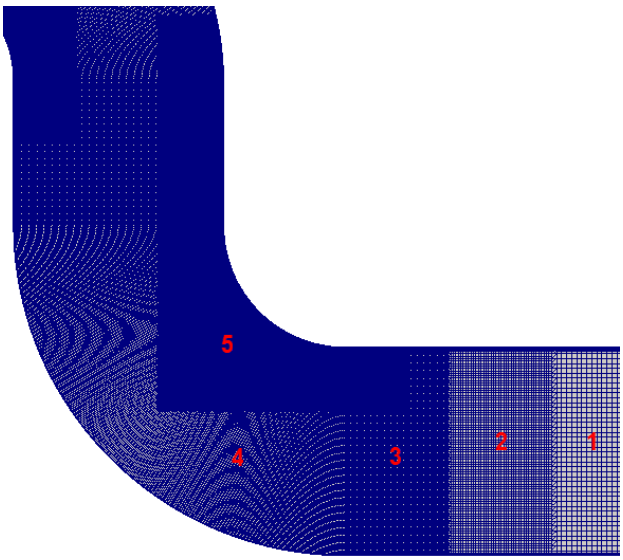


Figura 9.- Mallados implementados en los modelos.

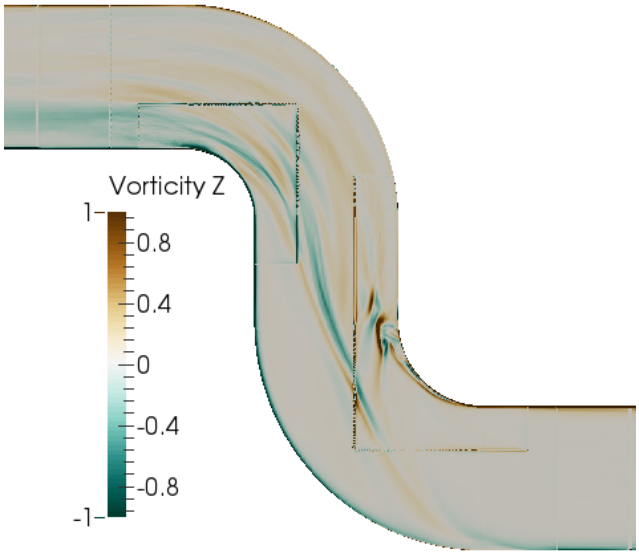


Figura 10.- Perturbaciones observadas en el campo de la vorticidad en Z.

En cuanto a los valores de vorticidad en la dirección Z, las tendencias de los 2 modelos es semejante hasta el ingreso a la primera curva, y luego el modelo RANS presenta una mayor semejanza a lo observado experimentalmente, ya que los valores del modelo LES estarían afectados por el proceso descrito en el párrafo anterior. Ninguno de los 2 modelos puede representar lo que se observa experimentalmente en la zona central del canal donde los valores de vorticidad varían entre 0,2 y 0,4 1/s.

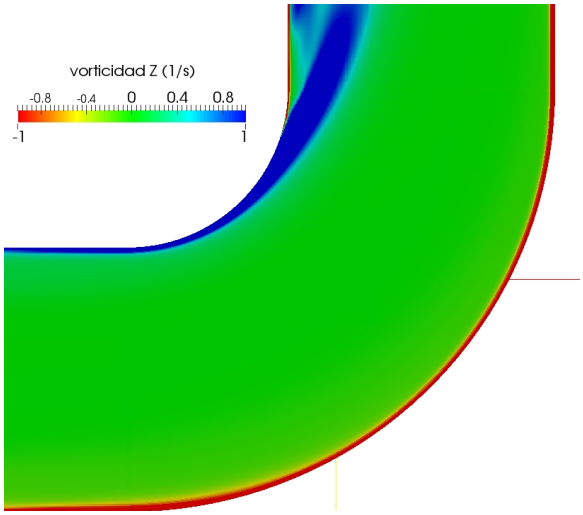


Figura 10.-Vorticidad en Z con el modelo RANS.

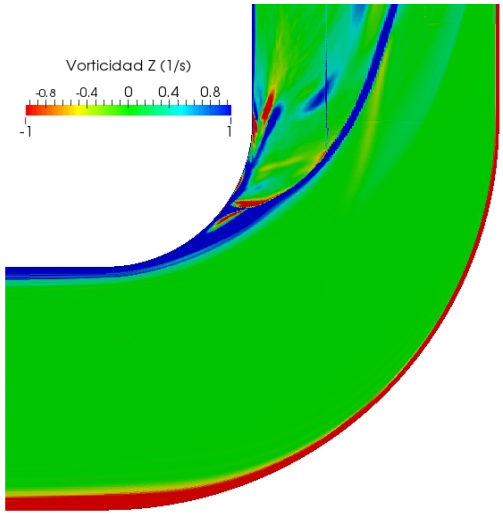


Figura 11.- Vorticidad en Z con el modelo LES.

En cuanto a las inestabilidades, en la simulación llevada a cabo con el esquema de RANS no se pudo visualizar las inestabilidades en el espectro de velocidades debido a que trabaja con el flujo medio.

Por otro lado, de los resultados del modelo LES, se analizaron señales temporales de velocidad superficial en los puntos 1, 2 y 3 (Figura 1) durante 240 segundos a los fines de obtener el espectro de energía en el dominio de la frecuencia de las velocidades transversales y comparar con el espectro que resulta de la series temporales obtenidas en laboratorio. En la Figura 13 se muestra la comparación de los espectros de energía de la señal registrada (experimental) y simulada (numérica) para la componente transversal de velocidad de flujo en la localización 3, ya que en los puntos 1 y 2 no se visualizan en los cálculos. Los espectros están adimensionalizados

con la máxima energía (Exx/Emax) de 0 a 1 ya que el objetivo de esta comparación es contrastar las frecuencias características de los procesos dominantes. En esta comparación se observa que los resultados numéricos representan bien la frecuencia de los procesos físicos de baja frecuencia (0,05Hz, período de 20s). El segundo proceso observado tiene frecuencias de ancho de banda entre 5 y 12 Hz.

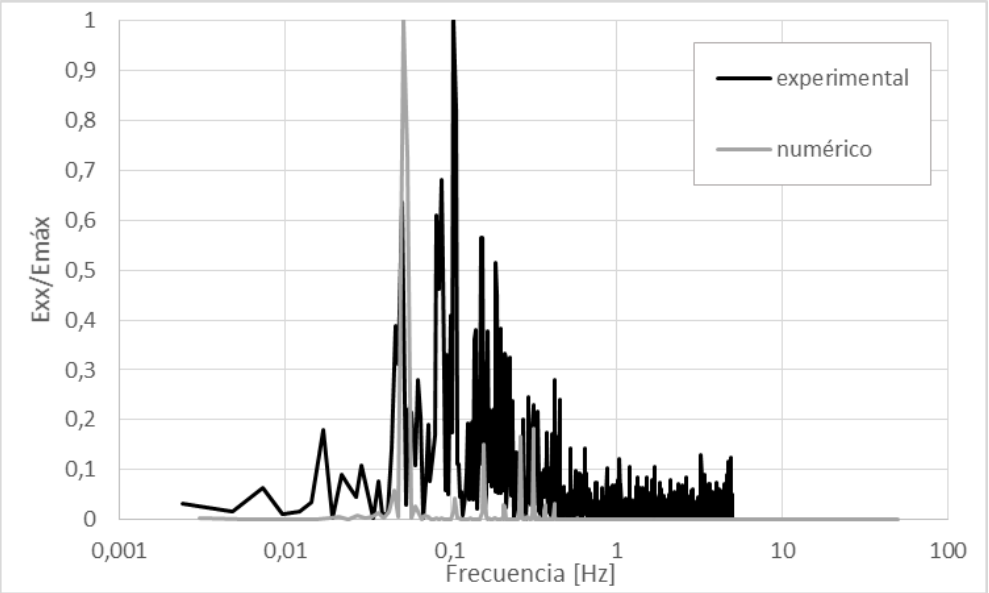


Figura 13.- Espectros de energía de la señal registrada (experimental) y simulada (numérica) para la componente transversal de velocidad de flujo en el punto 3.

CONCLUSIONES

Es importante resaltar que el estudio comparativo se llevó a cabo comparando los resultados obtenidos con el modelo RANS y con el modelo LES implementado a partir del modelo geométrico y condiciones iniciales y de borde requeridas en la optimización del modelo RANS y en virtud de ello se pueden enunciar las siguientes conclusiones:

Se observa que los modelos RANS y LES implementados presentan una buena aproximación cualitativa del campo de flujo superficial, representando correctamente la zona de mayor velocidad. En cuanto a las zonas de separación y recirculación el modelo RANS presenta un mejor comportamiento.

Hay una mayor similitud a lo experimental en el patrón cuantitativo de velocidades superficiales por parte del modelo RANS debido a la elaboración del modelo numérico (incluyendo su discretización temporal y espacial) y su poca sensibilidad a los cambios en el tamaño de las mallas en diferentes zonas del canal de estudio.

El comportamiento del campo de vorticidad en Z está en correspondencia con lo que se observa y concluye para el campo de velocidades, es decir a partir del ingreso de la primera curva el comportamiento en el modelo LES no se define con claridad.

Desde el punto de vista cualitativo el modelo RANS implementado logra captar adecuadamente los procesos de separación, recirculación, corrientes secundarias, incremento de la superficie libre del flujo.

En cuanto al modelo LES los resultados indican que se debe trabajar sobre un modelo geométrico con mallados que se densifiquen en la zona de las paredes o fronteras yendo desde el tamaño de 1,25 cm hasta el valor de refinamiento en las paredes que permita captar adecuadamente los procesos hidrodinámicos mencionados más las fluctuaciones de baja frecuencia observadas en el modelo experimental.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ardesch, R. (2014). "Flow Separation in Sharp-Bend-Flow".M.Sc. thesis.Faculty of Geosciences.Universiteit Utrecht.

Blanckaert, K. , Constantinescu G., Uijttewaal W. & Chen Q. (2013)"Hydro- and morphodynamics in curved river reaches – recent results and directions for future research"Advances in Geosciences, 37, 19–25, 2013

Hellsten, A. (1998). "Some Improvements in Menter's k-omega-SST turbulence model". 29th AIAA Fluid Dynamics Conference, AIAA-98-2554, June 1998.

Leeder, M. R. & Bridges, P. H. (1975). "Flow separation in meander bends". Nature, Vol. 253, pp. 338-339.

Marquéz Damián S., Nigro N. M. (2010). "Comparison of single phase laminar and large eddy simulation (LES) solvers using the OpenFOAM suite". Asociación Argentina de Mecánica Computacional. (Volume XXIX. Number 37. Fluid Mechanics)

Menter, F. R. (1994), "Two-Equation Eddy-Viscosity Turbulence Models for Engineering Applications", AIAA Journal, vol. 32, no 8. pp. 1598-1605.

Olmos L., Ragessi M.,Pozzi C., Tarrab L., García C.(2015) "Modelación Numérica de un Canal a Fondo Fijo de Fuerte Curvatura". VII Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos. Montevideo, Uruguay. Noviembre de 2015.

Olmos L., Pozzi C., Tarrab L., Ragessi M., García C. (2017) "Análisis de Procesos Hidrodinámicos en una Curva Abrupta para Relaciones de Aspecto B/H Diferentes". VIII Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos. Córdoba, Argentina. Noviembre de 2017.

Open Foam CFD (2014). "User Guide" Copyright 2011-2014 Open FOAM Foundation.28/9/2014.

Tarrab, L. (2008). "Corrientes Secundarias en Cauces Naturales Inducidas por Curvatura". Tesis de Maestría. FCEFyN. UNC

IAHR **AIIH**

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

USO DE TÉCNICAS BASADAS EN IMÁGENES APLICADO A UN CASO DE INTERACCIÓN FLUIDO-ESTRUCTURA

Daniel Mella Vivanco (a) Wernher Brevis (b)
(a) Departamento de Ingeniería Civil y Estructural. Universidad de Sheffield, S1 3JD Sheffield, Reino Unido.
(b) Departamento de Hidráulica e Ingeniería Ambiental y Departamento de Minería, Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile. Código postal 7820436.
Número de Contacto: (a) +44 (0) 114 22 25711, (b) +56 (2) 2 354 5895
Correos electrónico: (a) mvamellavivanco1@sheffield.ac.uk, (b) wbrevis@ing.puc.cl

RESUMEN:

Este trabajo estudia el uso de técnicas de seguimiento basadas en imágenes digitales para la caracterización de un experimento de interacción fluido-estructura, sin necesidad de sensores externos adicionales. Dos técnicas de seguimiento, una basada en la correlación digital de imágenes y otra en la solución de las ecuaciones de flujo óptico, son comparadas analizando grabaciones de una máquina vibradora de movimiento armónico unidimensional. Los desplazamientos estimados por estas técnicas son comparados con un sistema autónomo de alta precisión bajo cambios en la frecuencia de adquisición, resolución de imagen y velocidad del objetivo. Los resultados indican que, bajo una correcta selección de parámetros de procesamiento, ambas técnicas son capaces de seguir satisfactoriamente el objetivo bajo importantes decrementos de resolución de imagen y frecuencia de adquisición. Comparativamente, la técnica basada en el flujo óptico es ligeramente superior en precisión y robustez dentro de las condiciones analizadas. Aun así, esta técnica presenta una importante dependencia frente al punto inicial utilizado para inicial el seguimiento. Estas consideraciones, sumado a mediciones preliminares del flujo, son abarcadas para caracterizar la respuesta estructural de un cilindro empotrado sometido a una serie de flujos a superficie libre turbulentos.

ABSTRACT:

This work analyses the use of image-based tracking techniques for the characterization of a fluid-structure experiment without the use of additional external sensors. Two tracking techniques, one based on digital image correlation and the other based on the optical flow equations, are compared analyzing the recordings of an oscillatory one-dimensional shaking table. The displacements estimated by these tracking techniques were compared to an autonomous, high precision system under changes in acquisition frequency, image resolution, and target velocity. The results show that, with a correct selection of the processing parameters, both tracking techniques are able to satisfactorily track the target under significant decrements in image resolution and acquisition frequency. Within this good agreement, the optical flow technique show a moderately better accuracy and robustness under tested conditions. Nevertheless, this technique shows an important dependence on the selection of the initial tracking position. These considerations are addressed and, with the addition of preliminary results of the flow velocity field, are used to characterize the structural response of a fixed cylinder subjected to a range of incoming open-channel turbulent flows.

PALABRAS CLAVES: *Interacción fluido-estructura, flujo, óptico, correlación digital de imágenes.*

INTRODUCCIÓN

Distintas estructuras marítimas como tuberías, parques eólicos y muelles están constantemente sometidas a complejas transferencias de momento provenientes de su interacción con el flujo marítimo. Estas estructuras están sujetas a esfuerzos de naturaleza compleja, los cuales pueden inducir importantes desplazamientos y, a largo plazo, producir fatiga y falla estructural. Para este tipo de estructuras, es clave contar con técnicas de medición que permitan obtener la dinámica de sus desplazamientos y, posteriormente, controlar y monitorear su respuesta estructural. Instrumentos de medición tradicionales, como acelerómetros o extensómetros, han sido comúnmente usados para la medición de la respuesta estructural. Generalmente estos instrumentos requieren estar en contacto con la estructura, además de ofrecer únicamente mediciones puntuales y unidimensionales. Lo anterior impone una restricción en su uso frente a estructuras de difícil acceso o cuya respuesta solo puede ser caracterizada por medio de mediciones en varios puntos espaciales.

Desde hace ya cierto tiempo, el uso de técnicas basadas en imágenes ha resurgido debido al avance tecnológico de cámaras de video de bajo costo y alta resolución. La naturaleza no intrusiva de estas técnicas y su capacidad de medir simultáneamente múltiples objetivos (aplicado también a la medición de campo de velocidades en flujos) las hacen una herramienta atractiva frente a otros instrumentos de medición. Dos técnicas de seguimiento frecuentemente utilizadas corresponden a la correlación de imágenes digitales (DIC, por sus siglas en inglés) y los métodos de flujo óptico usando la técnica de Lucas-Kanade (LK). Algunas aplicaciones de la técnica DIC se pueden encontrar en el trabajo de Kim and Kim, (2013), donde esta técnica es utilizada para estimar las frecuencias modales y esfuerzos tensionales en los cables de un puente colgante sujeto a cargas de vibración ambiental. Las diferencias entre estas estimaciones y valores obtenidos a través de acelerómetros son menores al 0.5%. Kwon et al., (2013) utilizó la técnica DIC, para analizar la respuesta estructural en aire y agua de vigas compuestas por distintos materiales. Por su parte, aplicaciones de la técnica LK pueden ser encontradas en el trabajo de Morlier and Michon, (2010), donde estimaron las frecuencias y modos característicos de una hélice. Los autores encontraron una satisfactoria similitud en los primeros dos modos comparando sus resultados con un modelo de elementos finitos. Ji and Chang, (2008) utilizó la técnica LK para medir amplitudes y frecuencias de un cable ubicado en un puente peatonal. Obtuvieron excelente similitud de sus resultados con los obtenidos de acelerómetros. Rao et al., (2016) caracterizó la respuesta sísmica, generada por medio de una máquina vibradora, de una estructura sumergida en agua utilizando la técnica LK.

Generalmente la validación de estas técnicas de seguimiento es realizada por medio de otros sensores, simulaciones numéricas o resultados teóricos. Esta comparación conlleva a un óptimo local en función de las condiciones propias del experimento. Como se muestra en este trabajo y en otros estudios (Zappa et al., 2014., Atcheson, 2009), la selección de parámetros de procesamiento y de las condiciones experimentales pueden afectar la precisión de las técnicas de seguimiento. El presente trabajo tiene por objetivo estudiar las capacidades y precisión de ambas técnicas de seguimiento con la finalidad de obtener resultados satisfactorios sin necesidad de utilizar métodos externos. Para esto, una máquina vibradora de movimiento armónico unidimensional es utilizada para analizar las técnicas DIC y LK frente a cambios en la frecuencia de adquisición, velocidad del objetivo y resolución de imagen. Se observa que ambas técnicas son capaces de seguir satisfactoriamente el movimiento del objetivo bajo un decremento considerable en la resolución de imagen y frecuencia de adquisición. Bajo las condiciones experimentadas, la técnica LK es ligeramente superior en términos de precisión y robustez. Sin embargo, esta técnica presenta una importante dependencia del punto inicial utilizado para realizar el seguimiento. Esta limitante es abarcada por medio de la técnica "Forward-Backward" (FB, Kalal et al., 2010) y aplicada para determinar los desplazamientos de un cilindro sujeto a una serie de flujos a superficie libre turbulentos. A su vez, se presentan resultados preliminares del campo de velocidades de flujo para caracterizar el problema de interacción fluido-estructura que es el objetivo final de la línea de investigación.

IMPLEMENTACIÓN COMPUTACIONAL DE LAS TÉCNICAS DE SEGUIMIENTO

Las técnicas de seguimiento analizadas en este trabajo son dos: Lucas-Kanade (LK, Lucas and Kanade, 1981) y correlación digital de imágenes (DIC). Su implementación para este trabajo se realizó por medio de la librería de uso libre OpenCV (Bradski, 2000), la cual contiene una implementación del método LK basada en el trabajo de Bouguet, (2001) y OpenPIV (Taylor et al., 2001), la cual contiene las funciones necesarias para la implementación de la técnica DIC.

La técnica DIC ha sido extensamente utilizada en el ámbito de procesamiento de imágenes. Se basa en el cálculo del valor de correlación, la cual puede ser considerada como una medida de similitud entre imágenes. Considere un objeto en movimiento siendo captado por una cámara digital. Dos imágenes consecutivas dentro de este registro poseen el mismo tamaño (N, M) y están compuestas por píxeles de valores de intensidad igual a $\boldsymbol{I}(\boldsymbol{x})$ y $\boldsymbol{J}(\boldsymbol{x})$ para la primera y segunda imagen respectivamente, donde el vector $\boldsymbol{x} = [x, y]^T$ corresponde a las coordenadas de un determinado pixel ($x = [1,2, \dots, N]$, $y = [1,2, \dots, M]$). Dada una región de interés dentro de la imagen, llamada ventana de interrogación, y la posición inicial del objetivo $\boldsymbol{a} = [\mathrm{x}_0, \mathrm{y}_0]^T$ alrededor de esta ventana, se define la correlación cruzada en el dominio de la frecuencia como

$$\boldsymbol{R}(\boldsymbol{d}) = \mathcal{F}^{-1}\left(\mathcal{F}\left(\boldsymbol{I}(\boldsymbol{x_w})\right) \cdot \mathcal{F}^{*}\left(\boldsymbol{J}(\boldsymbol{x_w} + \boldsymbol{d})\right)\right) \qquad [1]$$

donde la Transformada de Fourier de $\boldsymbol{I}$ y $\boldsymbol{J}$ corresponden a $\mathcal{F}(\boldsymbol{I})$ y $\mathcal{F}(\boldsymbol{J})$ respectivamente, $\mathcal{F}^*$ es el complejo conjugado de la Transformada de Fourier, $\mathcal{F}^{-1}$ es la Transformada de Fourier inversa, $x_w = [x_w, y_w]^T$ son las coordenadas dentro de la ventana de interrogación W de tamaño (w_x, w_y) y $\boldsymbol{d} = \left[d_x, d_y\right]^T$ es el vector desplazamiento entre imágenes. La ecuación [1] genera un mapa de correlación $\boldsymbol{R}(\boldsymbol{d})$ de tamaño $(2w_x - 1\,, 2w_y - 1)$. El desplazamiento $\boldsymbol{d}$ asociado al valor de máxima correlación corresponde al desplazamiento más probable del objetivo. Es posible incrementar la precisión de la ecuación [1] por medio de las técnicas subpíxel. Esta técnica consiste en utilizar los valores de correlación ubicados alrededor del valor máximo, implementar alguna técnica de interpolación y determinar un nuevo valor máximo cuya precisión es menor a un pixel.

La técnica LK se basa en la solución diferencial de las ecuaciones de flujo óptico. La siguiente descripción se basa en el trabajo de Bouguet, (2001). Considere nuevamente dos imágenes consecutivas cuyos valores de intensidad corresponden a $\boldsymbol{I}(\boldsymbol{x})$ y $\boldsymbol{J}(\boldsymbol{x})$ para la primera y segunda imagen respectivamente. Dada una ventana de interrogación W de tamaño $(2w_x - 1\,,\ 2w_y - 1)$ alrededor de la posición inicial $\boldsymbol{a}$ en la primera imagen, el objetivo de la técnica LK es la estimación de su ubicación en la segunda imagen $\boldsymbol{b} = [\boldsymbol{a} + \boldsymbol{d}]^T$ minimizando las diferencias de los valores de intensidad entre imágenes contenidos en la ventana de interrogación. Bouguet, (2001) asume que los valores de intensidad iniciales están sujetos a la siguiente transformación

$$\boldsymbol{T} = \begin{pmatrix} 1 + d_{xx} & d_{xy} \\ d_{yx} & 1 + d_{yy} \end{pmatrix} \qquad [2]$$

donde d_{xx}, d_{xy}, d_{yx} y d_{yy} caracterizan esta transformación. Considerando que los valores de intensidad de la segunda imagen corresponden a una aproximación lineal de los valores de intensidad de la primera imagen, el objetivo es encontrar el vector $\boldsymbol{d}$ y la matriz $\boldsymbol{T}$ dentro de la ventana de interrogación W que minimice la siguiente función

$$\varepsilon(\boldsymbol{d}, \boldsymbol{T}) = \sum_{x_w=-w_x}^{w_x} \sum_{y_w=-w_y}^{w_y} \left(\boldsymbol{I}(\boldsymbol{x_w} + \boldsymbol{a}) \cdot \boldsymbol{J}(\boldsymbol{T}\boldsymbol{x_w} + \boldsymbol{b})\right)^2 \qquad [3]$$

donde $x_w = [x_w, y_w]^T$ son las coordenadas dentro de W. La ecuación [3] es minimizada siguiendo el método Newton-Rapson. La técnica subpíxel es aplicada por medio de una interpolación bilineal. Finalmente, Bouguet, (2001) considera un esquema piramidal para grandes desplazamientos, donde la imagen original es reducida 2^L $(L = 1,2, \dots)$ veces. El vector $\boldsymbol{d}$ y matriz $\boldsymbol{T}$ son calculados desde el nivel más alto (resolución de imagen más baja) y utilizados para calcular de forma recursiva $\boldsymbol{d}$ y $\boldsymbol{T}$ en los niveles más bajos hasta llegar a la imagen original.

MONTAJE EXPERIMENTAL

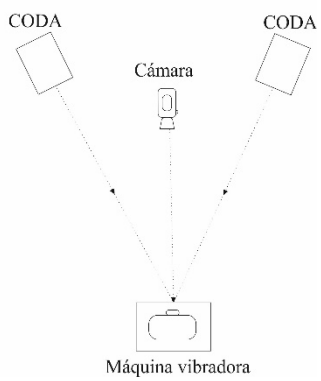


Figura 1.- Esquema del montaje experimental de la máquina vibradora y los sistemas de grabación.

La máquina vibradora modelo APS 400 Electro-Seis es utilizada para producir un movimiento armónico unidimensional a tres niveles de frecuencia de vibración: 1 Hz, 3 Hz y 4 Hz. Estos movimientos fueron registrados por una cámara PS3 Eye a 640x480 píxeles de resolución y 75 Hz de frecuencia de adquisición, y por un sistema de alta precisión modelo CODA CX1, cuya frecuencia de muestreo es de 200 Hz a un nivel de precisión de aproximadamente 0.05 mm (ver Figura 1). Se comienza registrando el movimiento de la máquina vibradora con el sistema CODA y, acto seguido, la cámara PS3 graba 40 segundos completando una serie de medición por frecuencia de vibración. Para poder comparar los desplazamientos estimados con las técnicas de seguimiento y el sistema CODA, ambos resultados son sujetos al siguiente proceso de normalización. En primer lugar, la frecuencia de muestreo de la señal CODA es reducida usando una interpolación polinomial cúbica para igualar la frecuencia de muestreo de la cámara PS3. Segundo, se impone un desplazamiento temporal a la señal del sistema CODA para igualar el tiempo inicial de muestreo entre sistemas. Este desplazamiento es alcanzado cuando la razón cuadrática media (RMS, por sus siglas en inglés) entre la señal del sistema CODA y las señales estimadas con las técnicas de seguimiento alcance su mínimo valor. Finalmente, ambas señales fueron normalizadas por su amplitud promedio, seguido por la resta de su posición media para generar señales independientes de sus coordenadas. Las señales resultantes de este proceso de normalización se definen como $f_c(m)$ y a $f_{tr}(m)$, donde $m = [1,2, \dots, L = 3.000]$, para el sistema CODA y las señales de seguimiento respectivamente.

Una medida de error utilizada a lo largo de este trabajo es la raíz de los cuadrados media normalizada (RMS_n) entre $f_c(m)$ y $f_{tr}(m)$, la cual se define como

$$RMS_n = \sqrt{\frac{1}{L}\sum_{m=1}^{L}\left(f_{tr}(m) - f_c(m)\right)^2} \qquad [4]$$

Las imágenes obtenidas por medio de la cámara PS3 fueron corregidas para establecer una relación no distorsionada entre píxeles y coordenadas reales. Una placa de calibración compuesta de una grilla de marcadores circulares de 3 mm de diámetro, separados entre sí por 10 mm, fue fijada

en el plano de movimiento de la máquina vibradora. Fotos de esta placa fueron tomadas con la cámara PS3 una vez preparado el montaje experimental. Conociendo las dimensiones de la grilla, se establece una relación entre la posición de sus marcadores en píxeles y coordenadas reales, por medio de una interpolación multi-cuadrática radial. Procedimiento similar fue utilizado por Brevis and García-Villalba, (2011) para la visualización de flujos someros.

ANALISIS DE SENSIBILIDAD DE LAS TÉCNICAS DE SEGUIMIENTO

La precisión de ambas técnicas frente a sus parámetros internos de procesamiento es estudiada en esta sección. Los parámetros que generan la mayor precisión en ambas técnicas son utilizados en las secciones posteriores.

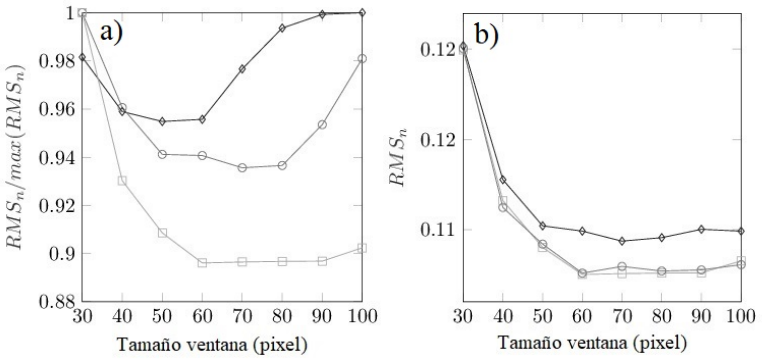


Figura 2.- Análisis de sensibilidad DIC. a) Ventana de interrogación. Diamantes: 1 Hz, círculos: 3 Hz, cuadrados: 4 Hz. b) Técnicas subpíxel. Diamantes: centroide, círculos: Parabólica, cuadrados: Gaussiana.

La técnica DIC es analizada en función del tamaño de su ventana de interrogación y de la técnica subpíxel utilizada. Tres técnicas subpíxel fueron analizadas: cálculo del Centroide, interpolación parabólica e interpolación Gaussiana. La Figura 2a muestra los valores RMS_n calculados para la serie de 4 Hz en función de distintos tamaños de ventana de interrogación. El cálculo del Centroide produce los mayores RMS_n para todas las ventanas de interrogación analizadas. A su vez, no se aprecian diferencias significativas entre métodos de interpolación Gaussianas y Parabólica. La Figura 2b muestra los valores RMS_n normalizados por su valor máximo a distintas frecuencias de vibración y ventanas de interrogación cuadradas que van desde los 30 hasta los 100 píxeles de lado. Los resultados indican que, a bajas frecuencias de vibración, el tamaño de la ventana de interrogación no tiene un impacto significativo en la precisión del método. Por otro lado, a mayores frecuencias de vibración, existe una dependencia entre el desplazamiento del objetivo y el mínimo tamaño de la ventana de interrogación necesario para alcanzar la mayor precisión posible. Un tamaño mayor en la ventana de interrogación genera una disminución en la precisión del método debido a la introducción de artefactos con patrones de valores de intensidad similares a los del objetivo a seguir.

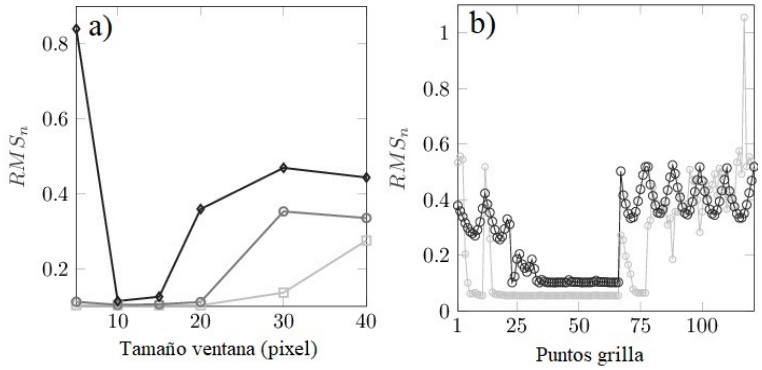


Figura 3.- Análisis de sensibilidad técnica LK. a) Tamaño de ventana de interrogación a una frecuencia de vibración 4 Hz. a) Diamantes: percentil 90, círculos: percentil 60, cuadrados: percentil 30. b) RMS_n versus distintos pixeles iniciales a seguir. Color negro: 4 Hz, color gris: 1 Hz.

La técnica LK es analizada en función del tamaño de su ventana de interrogación y el punto inicial seleccionado para seguir el movimiento del objetivo, llamado de ahora en adelante, pixel inicial. La técnica LK es aplicada individualmente en una grilla cuadrada de 121 puntos separados a un pixel de distancia y ubicada en el objetivo. Ventanas de interrogación cuadradas de lado 5, 10, 15, 20, 30 y 40 píxeles fueron analizadas por frecuencia de vibración. La Figura 3a muestra la variabilidad de RMS_n frente a distintos píxeles iniciales utilizando una ventana de interrogación subóptima de 30 píxeles (ver Figura 3b). Se observa que, a una menor frecuencia de vibración, existe un mayor número de píxeles iniciales que alcanzan el menor RMS_n de todos puntos analizados. Como el único cambio en el montaje experimental es la frecuencia de vibración, el resultado anterior se explica debido a la relación entre el tiempo de exposición de la cámara y la velocidad del objetivo. Para un determinado nivel de exposición, el objetivo se desplaza una mayor distancia a medida que incrementa su velocidad. Lo anterior genera imágenes de menor definición, es decir, con menores gradientes de intensidad y, en consecuencia, disminuye la precisión de la técnica de seguimiento. A su vez, la Figura 3a muestra una importante variabilidad del valor RMS_n entre puntos consecutivos, indicando una alta dependencia de la técnica LK respecto al pixel inicial.

La Figura 3b muestra los valores RMS_n a distintas ventanas de interrogación y frecuencias de vibración. Los resultados se presentan en términos del percentil 30, 60 y 90. Al menos un 30% de los píxeles iniciales alcanza el mínimo RMS_n global cuando la ventana de interrogación es menor a 40 píxeles. Considerando los resultados del percentil 90, los valores RMS_n disminuyen a un óptimo de 10 píxeles. Fuera de este óptimo, un menor tamaño de la ventana de interrogación implica que la técnica de medición depende de una pequeña cantidad de información para determinar correctamente el movimiento del objetivo. Por otro lado, una ventana de interrogación de mayor tamaño suaviza el movimiento real de la máquina vibradora, explicado en Bouguet, (2001).

CAMBIOS EN LOS PARÁMETROS OPERACIONALES: FRECUENCIA DE VIBRACIÓN, RESOLUCIÓN DE IMAGEN Y FRECUENCIA DE ADQUISICIÓN

En esta sección se presentan las capacidades y precisión de las técnicas de seguimiento frente a variaciones en la frecuencia de vibración, resolución de imagen y frecuencia de adquisición.

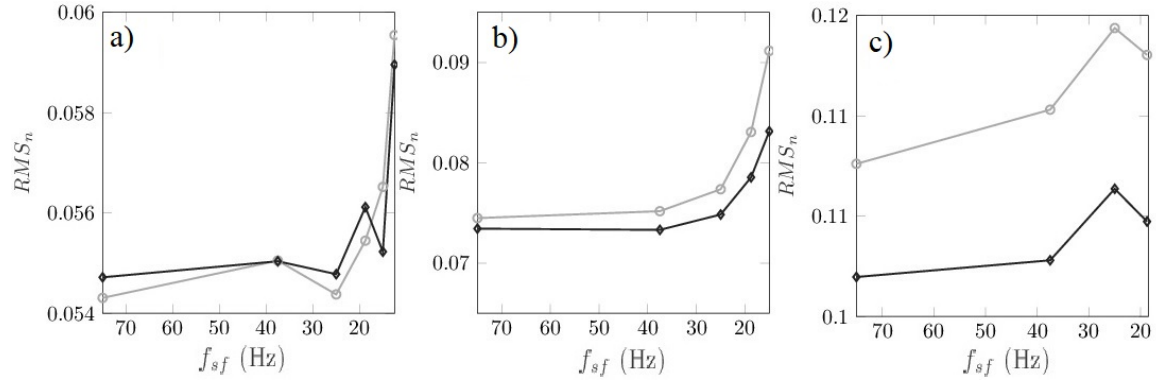


Figura 4.- RMS_n versus frecuencia de adquisición. Color negro: LK. Color gris: DIC a) 1 Hz. b) 3 Hz. c) 4 Hz.

Frecuencia de adquisición: Cambios en la frecuencia de adquisición fueron simulados tomando submuestras de la serie original de imágenes. La frecuencia de adquisición de estas submuestras fue calculada como $f_{sf} = 75/(sf + 1)$, donde f_{sf} es la frecuencia de adquisición resultante y $sf = [1,2, \dots, LL_{sf}]$ es el número de saltos utilizados para general la muestra. Un límite inferior para LL_{sf} y, en consecuencia, f_{sf}, es dado por el teorema de Nyquist. Otro límite inferior esta dado por la similitud entre dos imágenes consecutivas de la submuestra. Después de una serie de pruebas sobre la frecuencia de Nyquist, se encontró un límite inferior de 12.5 Hz, 15 Hz y 18.75Hz, para las frecuencias de vibración de 1 Hz, 3 Hz y 4 Hz respectivamente. La frecuencia de adquisición de la señal obtenida por el sistema CODA fue disminuida para coincidir con las respectivas submuestras.

Las Figuras 4a, 4b y 4c muestran los valores RMS_n frente a decrementos sistemáticos en la frecuencia de adquisición. Analizando la magnitud de los valores RMS_n se concluye que ambas técnicas son capaces de seguir el movimiento del objetivo con satisfactoria precisión. Aun así, la técnica LK posee una ligera superioridad en precisión a medida que la frecuencia de vibración incrementa. Analizando los datos, se observa un decremento ligero en la precisión de ambas técnicas (12% y 8% para la técnica DIC y LK respectivamente) a medida que f_{sf} disminuye. La Figura 4d muestra el nivel de dependencia del pixel inicial frente a cambios de f_{sf}. Para esto, se define el parámetro ΔRMS_n^{ab} como la diferencia de RMS_n entre dos señales, a y b, obtenidas del mismo pixel inicial

$$\Delta RMS_n^{ab} = RMS_n^a(i) - RMS_n^b(i) \quad [5]$$

Donde $i = [1,2,\ldots,121]$ corresponde a un determinado pixel inicial. Considere la grilla cuadrada de 121 puntos descrita en la sección anterior, la Figura 4d muestra ΔRMS_n^{ab} de dos señales muestreadas a $a = 75$ Hz y $a = 18.75$ Hz. Los resultados indican que una disminución en la frecuencia de adquisición no impacta significativamente la dependencia de la técnica LK respecto a la elección del pixel inicial.

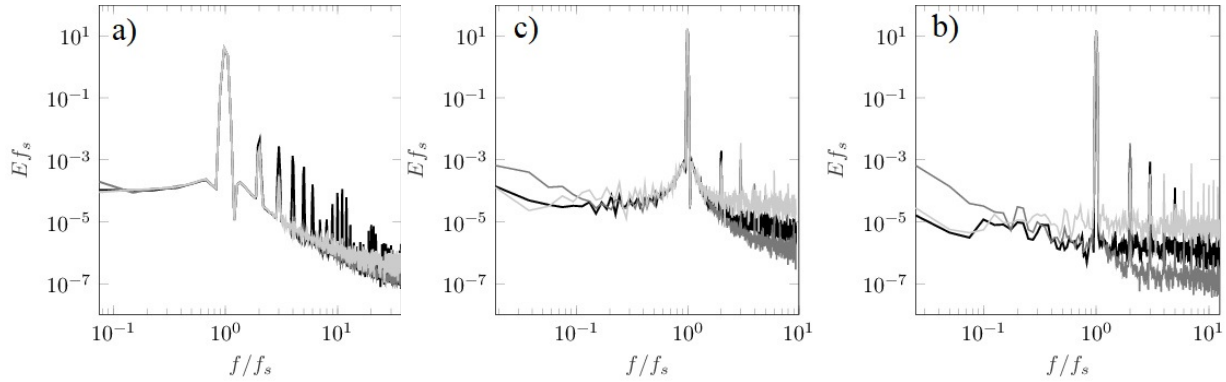


Figura 5.- Espectro de frecuencia normalizado. Color negro: CODA, color gris: LK, color gris claro: DIC. a) 1 Hz, b) 3 Hz, c) 4 Hz.

Frecuencia de vibración: La Figura 5 muestra los espectros de frecuencia normalizados obtenidos de las técnicas de seguimiento y el sistema CODA. Se utilizó la frecuencia de vibración de la máquina vibradora como parámetro de normalización. Los espectros fueron calculados por medio del método Welch, utilizando una ventana de 1.000 datos, un traslapo del 25% y una ventana Hamming en los cálculos. La frecuencia correspondiente al valor de máxima energía para todos los métodos de medición corresponde a 0.975, 1 y 0.995 para las frecuencias de vibración 1Hz, 2Hz y 4Hz. Lo anterior indica una excelente concordancia en ambas técnicas de seguimiento para encontrar la frecuencia principal del objetivo. Sin embargo, se aprecian importantes diferencias en las contribuciones energéticas en la zona de alta frecuencia. Se observa un amortiguamiento por parte de la técnica LK. Por otro lado, la técnica DIC amplifica esta contribución energética, produciendo un espectro plano en la zona de altas frecuencias. Lo anterior implica que la técnica de seguimiento presenta dificultades para determinar con exactitud movimientos de baja amplitud y alta frecuencia.

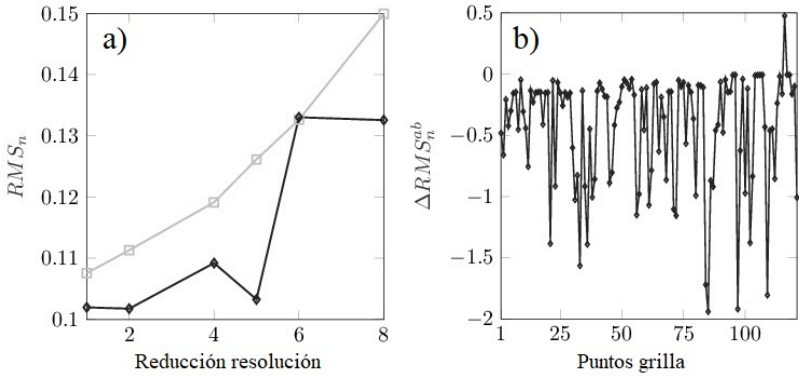


Figura 6.- Resultados resolución de imagen. Color negro: LK, color gris: DIC. a) RMS_n versus decremento en la resolución de imagen. b) ΔRMS_n^{ab} para una frecuencia de vibración de 4 Hz.

Resolución de Imagen: Decrementos en la resolución de imagen fueron obtenidos reduciendo y, acto seguido, aumentando el tamaño de imagen usando una interpolación bilineal. Ambas técnicas fueron incapaces de seguir el objetivo a resoluciones más bajas que 10 veces la resolución de la imagen original. La Figura 6a muestra los valores RMS_n de ambas técnicas de seguimiento frente a distintos decrementos en la resolución de la imagen. Se observa una relación inversa entre resolución de imagen y la precisión de ambas técnicas. La técnica DIC muestra una relación aproximadamente lineal. En cambio, la técnica LK mantiene un valor RMS_n similar hasta una reducción de 5 veces la resolución de la imagen original. Lo mencionado anteriormente indica que la técnica DIC, la cual se basa en patrones de valores de intensidad del objetivo, posee mayores restricciones frente a disminuciones en la resolución de imagen frente a la técnica LK, la cual se basa en gradientes de intensidad del objetivo. La Figura 6b muestra los valores ΔRMS_n^{ab}, obtenidos de forma análoga a lo descrito en la sección sobre frecuencia de adquisición, para las señales a y b, donde a corresponde a la señal obtenida de la serie original de imágenes y b es la señal obtenida con imágenes cuya resolución fue reducida 4 veces. Los resultados indican que la resolución de la imagen tiene un impacto significativo en el número y ubicación de los píxeles iniciales que dan paso al mínimo RMS_n global.

CILINDRO EMPOTRADO SUJETO A FLUJOS DE SUPERFICIE LIBRE TURBULENTOS

MONTAJE EXPERIMENTAL

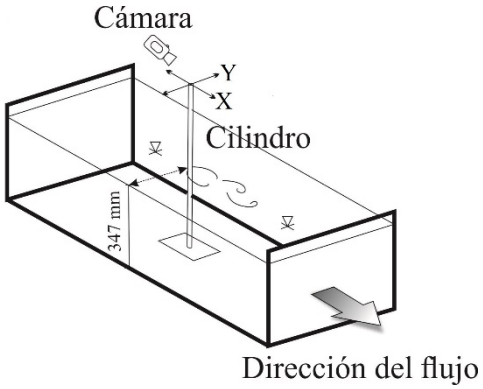


Figura 7.- Montaje experimental de un cilindro empotrado en un canal abierto.

El montaje experimental, realizado en la Universidad de Sheffield, Reino Unido, consiste en un canal abierto, una estructura cilíndrica de acrílico y una cámara digital (ver Figura 7). El canal de sección rectangular tiene una pendiente de 0.001 m/m y un ancho de 486 mm. El cilindro posee un diámetro D=5 mm, una altura de 491 mm y una densidad de 1.19 g/cm^3. Su configuración es empotrada en el fondo del canal, permitiéndole un movimiento libre longitudinal (eje x) y

transversal (eje y) al sentido del flujo. La frecuencia natural del cilindro fue estimada experimentalmente por medio de un test de decaimiento libre, obteniendo un valor igual a 4.71 Hz, valor similar al calculado teóricamente. Manteniendo la profundidad del agua a 347 mm, se probaron tres condiciones de flujo correspondientes a un caudal bajo ($Q_1 = 15.1\ l/s$), medio ($Q_2 = 23.1\ l/s$) y máximo ($Q_3 = 35.5\ l/s$). Estos caudales poseen un número de Reynolds R_e igual a 430, 600 y 950 respectivamente, definiendo R_e como $\rho UD/\mu$, donde ρ corresponde a la densidad del fluido, U la velocidad media del caudal entrante y μ es la viscosidad dinámica.

La respuesta estructural del extremo libre del cilindro es grabada por dos minutos a 70 Hz con una cámara MX 4M de 2048x2048 píxeles de resolución. Análogo a las imágenes de la máquina vibradora, las imágenes obtenidas son corregidas por medio de una placa de calibración LaVision modelo 058-5, para establecer una relación no distorsionada entre píxeles y coordenadas reales.

ESTIMACIÓN DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL DEL CILINDRO

Después de una inspección visual del comportamiento del cilindro en el rango de caudales estudiados, se estima que su desplazamiento máximo es de un diámetro en la dirección transversal con desplazamientos significativamente menores en la dirección longitudinal del flujo. Estas observaciones imponen una restricción en la distancia entre la cámara y el extremo libre del cilindro. Por un lado, los desplazamientos transversales deben estar contenidos dentro de los límites de la imagen. Por otro lado, es necesario captar los pequeños desplazamientos longitudinales con una resolución lo suficientemente alta. Anteriormente se ha mostrado que existe una relación inversa entre la resolución de la imagen, i.e. la distancia entre la cámara y el objetivo, y la precisión de las técnicas de seguimiento. Por lo tanto, debido a restricciones de espacio en el montaje experimental, se utilizó una cámara de 2048x2048 resolución espacial modelo MX 4M. Esta cámara se enfoca hacia un marcador negro, generando una zona con alto gradiente de intensidad, ubicado en el extremo libre del cilindro.

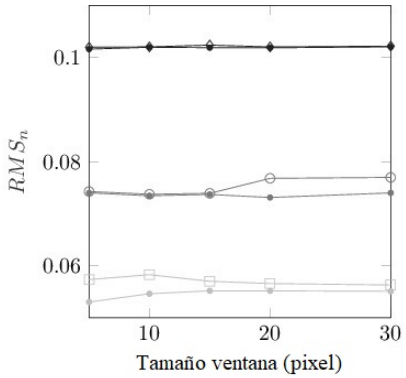


Figura 8.- Aplicación de la técnica FB con LK a los datos de la máquina vibradora. Color negro: 1 Hz, color gris: 3 Hz, color gris claro: 4 Hz. Figuras (diamante, círculo y cuadrado): FB con LK, círculo rellenado: min (RMS_n).

Analizando las capacidades y alcance de ambas técnicas de seguimiento, se concluye que la técnica LK es ligeramente superior en precisión y robustez. En consecuencia, esta técnica se utilizará para determinar la respuesta estructural del cilindro. La técnica LK tiene una fuerte dependencia respecto al pixel inicial. Esta limitante es abordada por medio de la técnica "Forward-Backward" (FB), descrita y analizada por Kalal et al., (2010). Su aplicación en el presente trabajo se detalla a continuación: Se crea una grilla de 121 puntos ubicados en el objetivo a seguir. Se seleccionan el 5% de menor error FB (definido en Kalal et al., 2010) de las señales resultantes. Por cada instante de tiempo, el desplazamiento final del objetivo se calcula como la mediana de las señales seleccionadas. Utilizando los valores de la máquina vibradora, la Figura 8 muestra una comparación entre los valores RMS_n aplicando el algoritmo descrito anteriormente y el menor valor RMS_n obtenido aplicando únicamente la técnica LK a una grilla cuadrada de 121 puntos. La

máxima diferencia considerando todas las frecuencias de vibración es de 7.5%, lo cual indica que la aplicación de la técnica FB disminuye significativamente la dependencia de la técnica LK respecto al pixel inicial. Dado que la precisión de la técnica LK también es dependiente del desplazamiento del objetivo entre imágenes, distintas ventanas de interrogación de 5, 10, 15, 20, 30 y 40 píxeles fueron probadas en las imágenes del cilindro. El mínimo error FB fue alcanzado para las ventanas de 10, 15 y 20 píxeles, seleccionándose una ventana de 10 píxeles para evitar un suavizado excesivo en la estimación del movimiento.

RESULTADOS

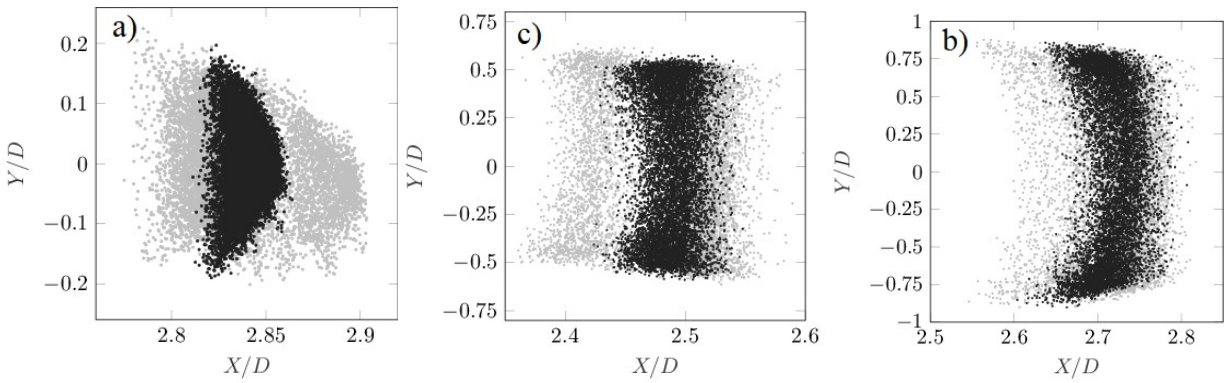


Figura 9.- Desplazamiento del cilindro a distintos caudales. Comparación entre la técnica LK con la aplicación del algoritmo FB (color negro) y los resultados de la técnica LK aplicada a un pixel inicial de alto error FB (color gris). a) Q_1. b) Q_2. c) Q_3.

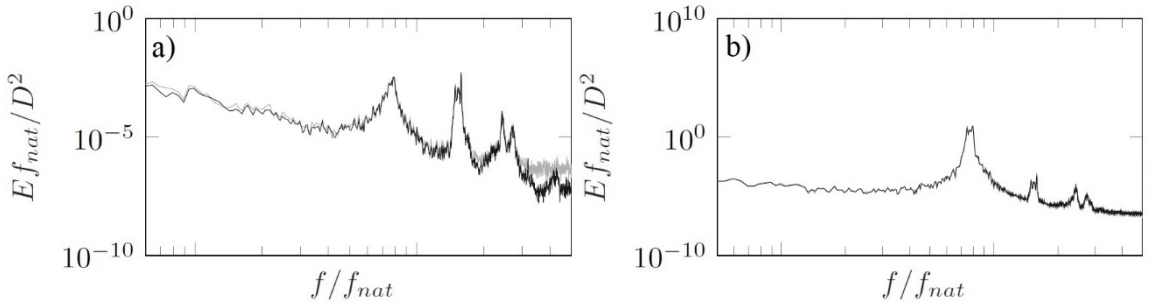


Figura 10.- Espectro normalizado del desplazamiento. a) desplazamiento longitudinal. b) Desplazamiento transversal. Comparación entre la técnica LK con la aplicación del algoritmo FB (color negro) y los resultados de la técnica LK aplicada a un pixel inicial de alto error FB (color gris).

La comparación entre la técnica LK con la aplicación del algoritmo FB y únicamente la aplicación de la técnica LK aplicada al pixel inicial de mayor error FB se observa en la Figura 9 (desplazamientos) y Figura 10 (espectros longitudinales y transversales del desplazamiento para el caudal Q_2). Los parámetros D y f_{nat} fueron utilizados para normalizar los datos de ambas figuras. Los espectros de la Figura 10 fueron obtenidos utilizando el método de Welch con una ventana Hamming de 2.100 datos y un traslapo del 25%. Diferencias significativas en el desplazamiento y frecuencia son observados, especialmente en la dirección longitudinal de alta frecuencia. Lo anterior es debido a la naturaleza del movimiento, donde el desplazamiento longitudinal es aproximadamente 20 veces menor al desplazamiento transversal, dificultando su seguimiento a una determinada resolución de imagen.

El desplazamiento máximo transversal, igual a 0.71D, es alcanzado en el caudal medio Q_2, indicando un rango de caudales donde la respuesta estructural es significativa. Dentro de este rango, existe una sincronización entre el movimiento del cilindro y la frecuencia de las estructuras vorticales generadas alrededor éste (Williamson and Govardhan, 2007). Estudios sobre las características del flujo alrededor de un cilindro, se observa la generación de distintos tipos de vórtices a medida que la estructura abarca el rango de sincronización antes mencionado

(Williamson and Govardhan, 2007). Williamson and Roshko, (1988) y Morse and Williamson, (2009) realizaron una clasificación sistemática de estas estructuras. En el presente trabajo, la caracterización de vórtices se realiza por medio de mediciones preliminares de flujo tomadas con un sistema de velocimetría de partículas por imagen (PIV, por sus siglas en inglés). A 147 mm de profundidad, el flujo es caracterizado por medio del seguimiento de marcadores registrados por dos minutos por medio de una cámara MX 4M a 70 Hz. El campo de velocidades del flujo es calculado por medio del Software DAVIS 8.3, el cual se basa en la técnica DIC para realizar el seguimiento de un grupo de marcadores en función del tamaño de la ventana de interrogación (24x24 píxeles para estos experimentos). Los campos de velocidades resultantes son procesados utilizando la técnica de descomposición ortogonal apropiada (POD, por sus siglas en inglés). Esta técnica es comúnmente utilizada en el área de la mecánica de fluidos para la extracción y análisis de estructuras coherentes del flujo. Se basa en la suposición de que las fluctuaciones del campo de velocidades equivalen a la suma de estas estructuras coherentes o modos, ordenados de mayor a menor de acuerdo con su contribución energética. Los fundamentos teóricos de esta técnica aplicado a un experimento de mecánica de fluidos son descritos en Brevis and García-Villalba, (2011).

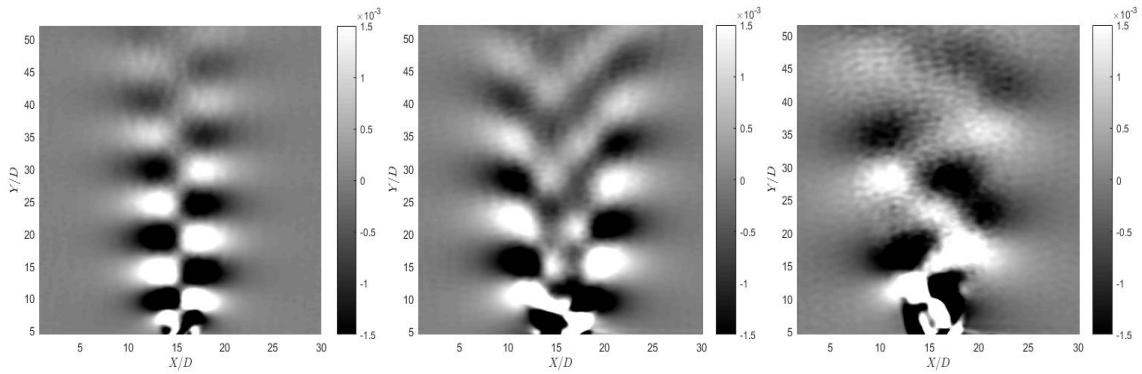


Figura 11.- Modos POD del campo de velocidad. a) Q_1 b) Q_2 c) Q_3.

La Figura 11 muestra la suma de los primeros 6 modos POD para los caudales estudiados. Se observa que la estructura de flujo asociada al menor caudal Q_1 corresponde a la generación alternada de dos vórtices por oscilación. El modo predominante asociado con el caudal que genera los mayores desplazamientos Q_2 corresponde a la oscilación de dos pares de vórtices, uno de menor tamaño respecto al otro. Finalmente, el mayor caudal Q_3, corresponde a la oscilación de dos pares de vórtices de tamaño similar. Es importante señalar que, debido a la condición de empotramiento, existe una variación en el desplazamiento a lo largo del cilindro o profundidad de flujo. Lo anterior supone la existencia simultánea de otras estructuras vorticales a lo largo de la estructura. El trabajo experimental de Flemming and Williamson, (2005) comprueba este fenómeno para cilindros con un pivote en uno de sus extremos.

CONCLUSIONES

Este trabajo estudia el uso de técnicas de seguimiento basadas en imágenes digitales para la caracterización de un experimento de interacción fluido-estructura sin necesidad de sensores externos adicionales. Para esto, se seleccionan dos técnicas de seguimiento, Lucas-Kanade (LK) y correlación de imágenes digitales (DIC). Se observa que la selección de los parámetros internos juega un rol fundamental en la precisión de ambas técnicas. Para ambas técnicas, existe un rango de ventanas de interrogación que maximiza su precisión. Ambas técnicas pueden seguir satisfactoriamente un objetivo bajo condiciones de baja resolución de imagen y frecuencia de adquisición. Comparando ambas técnicas, LK es ligeramente superior en precisión y robustez, aunque posee una dependencia frente a la selección del pixel inicial utilizado para iniciar el seguimiento. Esta limitación es abordada con la técnica Forward-Backward, donde se obtuvieron resultados satisfactorios en la estimación de la respuesta estructural de un cilindro empotrado

sometido a caudales de superficie libre turbulentos. Los resultados del caso experimental muestran como dentro de un determinado rango de caudales se produce la mayor respuesta estructural, la cual está asociada a distintos modos de generación de vórtices. Lo anterior muestra la importancia de considerar este caso como un problema acoplado y no como dos sistemas (fluido y estructura) independientes.

REFERENCIAS

Atcheson, B., Heidrich, W., and Ihrke I. (2009). "An evaluation of optical flow algorithms for background oriented schlieren imaging". *Experiments in Fluids*, Vol. 46, pp. 467-476.

Bouguet, J. (2001). "Pyramidal implementation of the affine Lucas Kanade feature tracker description of the algorithm". *Intel Corporation,* Vol. 5, pp. 1-9.

Brevis, W. and García-Villalba M. (2011). "Shallow-flow visualization analysis by proper orthogonal decomposition". *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 49, No. 5, pp. 586-594.

Bradsky G. (2000). "The OpenCV Library". *Dr Dobbs Journal of Software Tools*, Vol. 25, pp. 120-125.

Flemming, F. and Williamson C. H. K. (2005). "Vortex-induced vibrations of a pivoted cylinder". *Journal of Fluid Mechanics,* Vol. 522, pp. 215-252.

Ji, YF. and Chang, CC. (2008). "Nontarget Image-Based Technique for small cable vibration measurement". *Journal of Bridge Engineering*, Vol. 13, pp. 34-42.

Kim, SW. and Kim, NS. (2013). "Dynamic characteristics of suspension bridge hanger cables using digital image processing". *NDT & E International*, Vol. 59, pp. 25-33.

Kwon, YW. and Michon, G. (2010). "Virtual vibration measurement using KLT motion tracking algorithm". *Journal of Dynamic Systems, Measurement, and Control*, Vol. 132.

Kalal, Z., Mikolajczyk, K. and Matas, J. (2010). "Forward-backward error: Automatic detection of tracking failures" *Proceedings – International Conference on Pattern Recognition, 20th international conference on IEEE.*

Lucas, B. and Kanade, T. (1981). "An iterative image registration technique with an application to stereo vision". *Proceedings of the 7th International Joint Conference on Artificial Intelligence*, Vol. 2, pp. 674-679.

Morse, T.L., and Williamson, C.H.K. (2009). "Fluid forcing, wake modes, and transitions for a cylinder undergoing controlled oscillations". *Journal of Fluids and Structures*, Vol. 96, pp. 697-712.

, Vol. 2, pp. 674-679.

Taylor, ZJ., Gurka, R., Kopp GA., et al. (2010). "Long-duration time-resolved PIV to study unsteady aerodynamics". *IEEE Transactions on Instrumentation and Measurement*, Vol. 59, pp. 3262-3269.

Williamson, C.H.K and Govardhan, R. (2007). "A brief review of recent results in vortex-induced vibrations". *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 96, pp. 713-735.

Williamson, C.H.K and Roshko, A. (1988). "Vortex formation in the wake of an oscillating cylinder". *Journal of Fluids and Structures*, Vol. 96, pp. 355-381.

Zappa, E., Mazzoleni, P., and Matinmanesh, A. (2014). "Uncertainty assessment of digital image correlation method in dynamic applications". *Optics and Lasers in Engineering*, Vol. 2, pp. 140-151.

IAHR **AIIH**

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

SIMULACIÓN NUMÉRICA DE FLUJOS FLUIDO-PARTÍCULA USANDO UN MODELO DE MEZCLA

Mariana Mendina y Gabriel Usera
IMFIA, *Facultad de Ingeniería, Universidad de la República, Uruguay, mmendina@fing.edu.uy*

RESUMEN:

El transporte de partículas en el seno de un fluido representa un complejo desafío dentro de la dinámica de fluidos, que comprende un amplio espectro de aplicaciones. La dificultad del abordaje se centra en dos causas principales: la complejidad de la interacción entre partículas y fluidos causada por la dinámica de retroalimentación entre las dos fases; y el amplio espectro de escalas involucradas en los diferentes casos de estudio.

En este trabajo se presenta un módulo de arrastre de partículas inmersas en un fluido que se incorpora a un modelo CFD, donde el sistema fluido-partículas es considerado como un cuerpo pseudo-continuo de una sola fase, analizando el movimiento de las partículas en su conjunto e incorporando su efecto por medio de una viscosidad efectiva.

La validación del modelo se realiza mediante la comparación de los resultados de la simulación numérica de un sedimentador de arena con resultados experimentales. Finalmente se analiza la erosión generada sobre un lecho de arena por un chorro plano sumergido que incide verticalmente sobre el mismo. A partir del análisis de resultados se ha evidenciado que el modelo representa adecuadamente los diferentes procesos físicos predominantes en los ejemplos elegidos.

ABSTRACT:

The transport of particles in a flow represents a complex challenge within fluid dynamics, comprising a wide range of applications. The difficulty of the approach focuses on two main causes: the complexity of the interaction between particles and fluids caused by the dynamics feedback between two phases, and the difference of scales involved in a same problem.

In this work a computational model to simulate the movement of particles immersed in a fluid is presented, where the fluid-particle system is considered as a pseudo-continuous material of a single phase. The particles are analyzed as a whole and the effect of the fluid-particle interaction is taken into account in terms of an effective viscosity.

The validation of the code was addressed through the comparisson of experimental data with the numerical simulation results of a sand settler. Finally, results concerning sediment erosion by plane submerged jet are presented. The results achieved for these application examples, show that the model adequately represents the different physical processes that drive the evolution of the fluid - particle mixture in these cases.

PALABRAS CLAVES: simulación numérica; partículas; modelo de mezcla, CFD

INTRODUCCIÓN

El transporte de partículas en el seno de un fluido representa un complejo desafío dentro de la dinámica de fluidos y su relación con el flujo, aún para casos simples, no está completamente comprendida en la actualidad. La dificultad del abordaje se centra en dos causas principales: la complejidad de la interacción entre partículas y fluidos causada por la dinámica de retroalimentación entre las dos fases; y el amplio espectro de escalas involucradas en los diferentes casos de estudio.

La combinación de los CFD con modelos de dispersión de partículas ha resultado una valiosa herramienta para la comunidad científica, que permitido avanzar en el estudio de diferentes aplicaciones de ingeniería: el estudio de la dispersión emisiones industriales, el transporte de sedimentos en una corriente de agua, la erosión del suelo entorno a estructuras, la deposición de partículas en compartimientos ventilados o sobre superficies, la explotación y operación de minas a cielo abierto o canteras etc.

El estudio del movimiento de partículas puede abordarse desde dos aspectos: Lagrangiano o Euleriano. Un abordaje clásico que puede encontrarse en la literatura es el euleriano-lagrangiano, técnica que, en general, considera el acople en una sola dirección (sólo el efecto del fluido sobre las partículas y no recíprocamente). Se utiliza un modelo CFD que resuelve el flujo turbulento primario (esquema euleriano) cuyos resultados son considerados luego al aplicar un modelo lagrangiano encargado de calcular las trayectorias individuales de las partículas. Una revisión de estos métodos puede encontrarse en Subramaniam (2013). Esta metodología es una buena aproximación cuando las soluciones son diluidas dificultándose su aplicación en otros casos, dado que el tiempo de cálculo empleado para seguir a una partícula puede ser similar al de resolver el flujo en su totalidad. Los métodos completamente eulerianos trabajan en un marco de referencia fijo, con un cálculo que resulta en general más sencillo y demandando menores recursos computacionales. El conjunto de partículas es considerado como un cuerpo continuo, es decir que la interacción dinámica de la fracción sólida con el fluido circundante puede representarse por medio de dos cuerpos continuos interactuando. Se considera un modelo de dos fases en el que se debe resolver el sistema de ecuaciones en tres dimensiones con sus condiciones iniciales y de borde acordes para ambos materiales, debiendo obtener relaciones constitutivas para el tensor de tensiones de las dos fases así como para las fuerzas de interacción entre ellas (Qian et al., 2010; Khosronejad et al., 2015; Liang y Bombardelli, 2017). Sin embargo, en un gran número de las aplicaciones, es importante investigar las características del movimiento colectivo de las partículas y existe una alternativa dentro de los modelos eulerianos que consiste en estudiar la dinámica de la interacción fluido-partículas considerando ambas fases juntas en términos de un material pseudo-continuo (modelo de mezcla). Este modelo considera un único fluido que tiene en cuenta el efecto de la fase de partículas en términos de una viscosidad efectiva y que se apoyan en una serie de trabajos donde se estudia la relación entre la reología de la suspensión y las propiedades del pseudo-continuo (Lalli et al, 2005; Gorb et al, 2014).

Este trabajo consiste en la incorporación de un módulo para simular el transporte de partículas inmersas en un fluido a un código CFD de desarrollo local, mediante la utilización de un esquema euleriano de una sola fase (modelo de mezcla). Para la validación del modelo se simuló la sedimentación de arena en una columna de sedimentación donde los resultados fueron comparados con medidas experimentales publicadas previamente por otros autores. Finalmente, se presenta la simulación numérica de la erosión sobre un lecho de arena causada por un chorro plano turbulento que incide verticalmente sobre el mismo.

EL MODELO NUMERICO

El CFD utilizado es el caffa3d.MBRi (caffa3d), modelo de uso libre y código abierto que implementa el método de volúmenes finitos en mallas curvilíneas estructuradas por bloques, para flujos incompresibles viscosos o turbulentos, mediante el método SIMPLE de acople velocidad -

presión, he incorpora estrategias de paralelización masiva en memoria distribuida mediante las librerías MPI (Usera et al, 2008; Mendina et al, 2014).

Actualmente el código, tiene incorporado un modelo básico de turbulencia, de transferencia de calor por radiación entre el piso, el aire y el espacio exterior, considera la interacción fluido estructuras mediante el método de condiciones de borde inmersas, dispone de un módulo para estudiar procesos de aire húmedo ,considera transporte de escalares e incorpora el método Volume of Fluid (VOF) para tratar flujos a superficie libre. Varios casos de aplicaciones ingenieriles han sido ya estudiados con este modelo, que han permitido concluir la robustez del mismo (Fernández et al. 2018, Sassi et al. 2017, Guggeri et al. 2017, Draper et al. 2016, López et al. 2015, Berg et al. 2015, Mendina et al. 2014, Usera et al. 2010 a,b; entre otros).

La presencia de partículas en el fluido es tomada en cuenta por medio de una viscosidad efectiva, que considera un comportamiento Newtoniano en regiones con suspensiones diluidas mientras que para mayores concentraciones se utiliza una superposición del modelo Newtoniano y el modelo de Bingham, incluyendo de esta manera la influencia de las tensiones de corte. Este modelo ha sido presentado previamente por Lalli et al. (2005).

Para el cálculo de las tensiones adicionales τ_{ij}^{P} se considera la ecuación constitutiva de un fluido viscoso Newtoniano:

$$\tau_{ij}^{p} = 2\mu S_{ij} \quad [1]$$

Donde *Sij* representa las componentes del tensor deformación y μ la viscosidad dinámica efectiva que considera el efecto de las partículas en la mezcla, determinada por las ecuaciones [2]:

$$\mu = \mu_f \left(1 + \frac{\frac{3}{2}\chi}{1-\frac{\chi}{\chi_M}}\right)^2 \quad ; \quad si \quad \chi < \chi_m \qquad [2a]$$

$$\mu = \mu_f \left(1 + \frac{\frac{3}{2}\chi_m}{1-\frac{\chi_m}{\chi_M}}\right)^2 + \frac{1}{2}\tau_o \left(\frac{1}{2}SS + \epsilon\right)^{-\frac{1}{2}} ; \; si \; \chi_m < \chi < \chi_M \qquad [2b]$$

Siendo χ la fracción volumétrica de partículas, μ_f la viscosidad dinámica del fluido, χ_m un valor umbral a partir del cual se considera el comportamiento no Newtoniano y χ_M el máximo valor posible para la fracción volumétrica de partículas.

La reología de la suspensión de un fluido de Bingham es representada por el parámetro τ_o y ε un parámetro que se agrega para des-singularizar la ecuación y controlar la magnitud de la viscosidad, de manera que el límite cuando $\varepsilon \rightarrow 0$ es el material visco elástico.

$$\tau_o = \frac{\chi - \chi_m}{\chi_M - \chi_m} \tan\varphi \; (\rho_p - \rho_f) g \int_{x_2}^{x_2^*} \chi dx_2' \quad [3]$$

Siendo φ el ángulo de fricción interna del material, ρ_p y ρ_f la densidad de partículas y fluido respectivamente, g la aceleración gravitatoria y x_2^* la altura de un punto arbitrario en donde el valor de χ es nulo.

Las ecuaciones del modelo de mezcla (Navier-Stokes generalizada, continuidad y continuidad para la fracción de volumen) se discretizan usando un esquema implícito de alta resolución (Ungarish, 1993; Usera et al, 2008).

$$\nabla . u = 0 \qquad [4]$$

$$\rho\left(\frac{\partial v}{\partial t} + v\nabla v\right) = -\nabla p + \chi\left(\rho_p - \rho_f\right)\vec{g} - \nabla . \left[\chi(1-\chi)\frac{\rho_p \rho_f}{\rho} v^r v^r\right] + \nabla . \tau^P \qquad [5]$$

$$\frac{\partial \chi}{\partial t} + \nabla.(v^p \chi) = 0 \qquad [6]$$

Donde ρ es la densidad de la mezcla definida como $\rho = \chi\rho_p + (1-\chi)\rho_f$, u y v son las velocidades promedio en el volumen y la masa respectivamente, v^r es la velocidad de las partículas relativa al fluido y v^p es la velocidad de las partículas, determinada por la siguiente expresión (Lalli et al, 2005):

$$v_i^p = v_i + w_i - \eta \frac{\partial \chi}{\partial x_i} \qquad [7]$$

$$\left.\begin{aligned} w_i &= \widetilde{w}_i + \widehat{w}_i \\ \widetilde{w}_i &= \frac{(1-\chi)^2}{(1+\Theta\chi)} \frac{2\rho_f r_p^2}{9\mu} \Theta g_i \quad ; \quad \Theta = \frac{\rho_p}{\rho_f} - 1 \\ \widehat{w}_i &= -\frac{r_p^2}{\mu} \frac{3}{5} \chi \frac{\partial\left(\mu S_{II}^{1/2}\right)}{\partial x_i} \quad ; \quad S_{II} = \frac{1}{2} SS \\ \eta &= S_{II}^{1/2} r_p^2 \frac{\chi}{3} \left(1 + \frac{e^{8.8\chi}}{2}\right) \end{aligned}\right\} \quad [8]$$

Se observa que se considera aquí el efecto convectivo por medio de la velocidad de la mezcla promedio en la masa (v_i), la sedimentación de partículas y su re suspensión viscosa (w_i) y la difusión por medio del coeficiente de difusión η.

Para resolver la ecuación de continuidad de χ [6] se emplea un método inspirado en el modelo VOF (técnica de seguimiento de superficie aplicada a un malla euleriana fija de utilidad para resolver el flujo de dos o más fluidos inmiscibles); mientras que para resolver las ecuaciones de incompresibilidad [4] y balance mecánico de la mezcla [5] se adaptan las rutinas ya disponibles en el caffa para la resolución de las ecuaciones de Navier-Stokes.

Para el cálculo de la velocidad de sedimentación $\widetilde{w}$ se admiten partículas esféricas bajo el régimen de Stokes [8]. En este trabajo, se propone ampliar dicha expresión a aquellos casos donde Stokes pierde validez, introduciendo el coeficiente de Drag CD en el cálculo de esta velocidad [9] (Rouse, 1938):

$$\vec{\widetilde{w}} = \frac{(1-\chi)^2}{(1+\Theta\chi)} \sqrt{\frac{8}{3}\Theta r_p^2 |\vec{g}| \frac{1}{C_D}} \frac{\vec{g}}{|\vec{g}|} \qquad [9]$$

La parametrización de la turbulencia es realizada con un esquema LES (simulación de grandes vórtices), con lo cual la viscosidad total considerada en [1] sumará el término de la viscosidad subgrilla al cálculo expresado en [2].

SIMULACION NUMERICA DE UNA COLUMNA DE SEDIMENTACION

El siguiente ejemplo reproduce uno de los experimentos físicos realizado en Cuthbertson et al. (2016), donde se hacen una serie de pruebas de columna de sedimentación de una gama de mezclas de arcilla y arena en agua para determinar las condiciones paramétricas en las que se produce la segregación de lecho. Se seleccionó para el experimento numérico el caso con mayor contenido de arena presentado por estos autores (85% arena – 15% arcilla), de forma de estudiar la fase inicial de sedimentación, donde se conforma el lecho de arena mientras que la arcilla permanece en suspensión. De esta manera se simulará numéricamente la sedimentación de arena en una mezcla fluida compuesta por agua y arcilla, sin pretender modelar la sedimentación de la arcilla.

Para los ensayos de laboratorio se utilizó un recipiente prismático de acrílico, de 50cm de altura con una sección cuadrada de 15cm de lado, dotado de una matriz vertical de conjuntos de electrodos de 35×4 incrustados en dos paredes opuestas de la columna. El experimento numérico se realizó en un dominio con las mismas dimensiones que el recipiente original, utilizando dos bloques idénticos de 7.5cm de largo, 15cm de ancho y 50cm de altura, con un arreglo de 16x32x50 celdas uniformes y un paso temporal de $1x10^{-3}$s (Figura 1). Esta descripción constituye una configuración de referencia para el experimento numérico a partir de la cual se analizó la sensibilidad a la resolución espacial y al paso temporal como se detalla más adelante. Se utilizaron condiciones de borde de pared en las caras externas de cada bloque y una condición de unión en la interface entre éstos. La densidad del fluido simulado fue calculada teniendo en cuenta las propiedades de la suspensión de arcilla en agua salada de la mezcla original, manteniendo incambiadas las propiedades de la arena (densidad y fracción volumétrica inicial). Para el diámetro de las partículas en la simulación se tomó como referencia el D_{50} de la muestra de arena experimental. En la Tabla 1 se presentan los valores de densidades y χ inicial utilizados en los experimentos físico y numérico.

El experimento numérico parte del reposo con una mezcla uniforme de partículas en todo el dominio caracterizada por el valor $\chi_{inicial}$ de la arena idéntico al experimental, hecho que puede generar pequeñas diferencias en los primeros instantes a la hora de comparar los resultados. En la Tabla 2 se muestran los parámetros generales usados en el seteo de la simulación base, haciéndose luego un estudio de sensibilidad a la resolución espacial y temporal así como a varios de los parámetros del modelo de partículas.

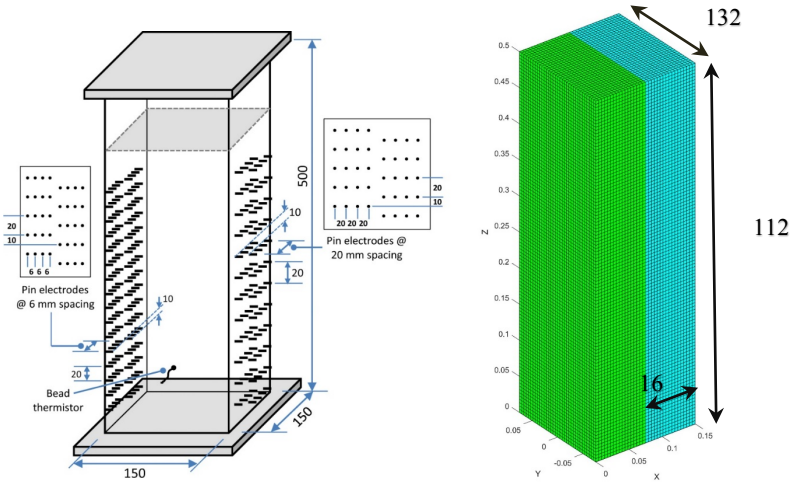


Figura 1.- Representación esquemática de: la columna de sedimentación utilizada en experimentos (figura extraída de Cuthbertson et al.,2016 (izquierda); y malla de cálculo para la simulación numérica. Cada bloque se representa con un color diferente (derecha). Dominio: Prisma de sección cuadrada de lado B=15cm y altura H=50cm.

Tabla 1.-Valores de densidad y fracción volumétrica inicial de los diferentes materiales usados en los ensayos numérico caffa3d y físico Cuthbertson et al.,2016.

	Arena	**Arcilla**	**Agua salada**	**Fluido simulado**
Densidad (kg/m3)	2640	2592	1020.5	1071.4
$\chi_{inicial}$	0.1807	0.0324	-	-

Tabla 2.- Parámetros utilizados en la simulación caffa3d.

CASO	r_p (μm)	φ (°)	χ_M	χ_m	ε	$\chi_{inicial}$	Δt (s)
SED001	75	30	0.65	0.52	$1x10^{-6}$	0.1807	$1x10^{-3}$

En la Figura 2 se presentan los resultados de la simulación numérica base, para cada paso temporal se calcula el perfil vertical promedio espacial en cada plano horizontal (perfil vertical de aquí en adelante) de la densidad de la mezcla y de la porosidad.

Si bien cualitativamente el proceso es muy similar, la segregación del lecho tiene lugar en un intervalo de tiempo algo menor que lo que se observa experimentalmente. Este hecho es esperable dado que si bien la densidad del fluido modelado es similar a la de la mezcla de agua arcillosa el efecto coloidal de ésta, que puede enlentecer la sedimentación de la arena, no está siendo representado en la modelación numérica. Tal como se resume en Cuthbertson et al. (2016) la presencia de arcilla genera difusión en la segregación de los diferentes materiales, que si bien en el caso del experimento es una porción delgada de unos pocos centímetros (2cm aprox) la misma no es apreciada en la modelación numérica donde la interface arena-fluido está perfectamente definida a partir de los 90 segundos de simulación aproximadamente manteniéndose constante hasta el final.

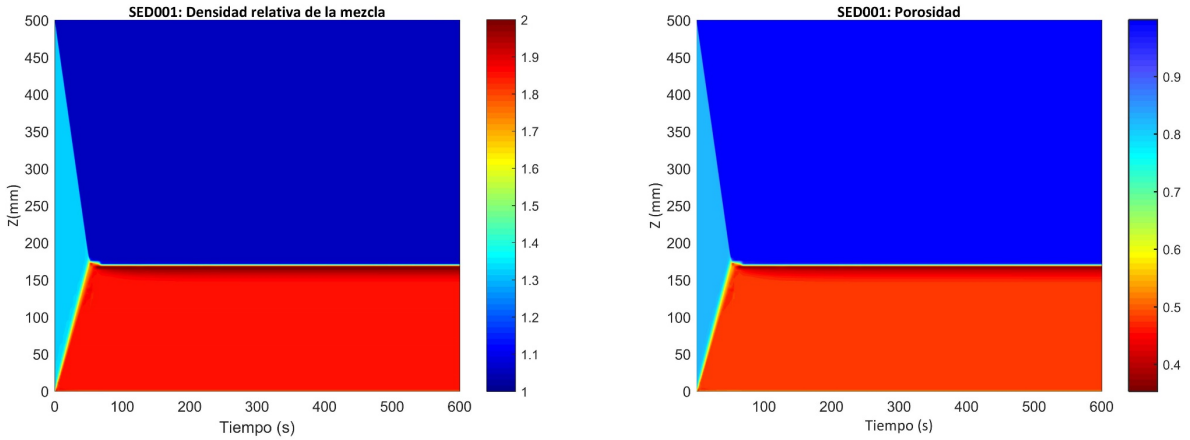


Figura 2.- Evolución temporal del perfil vertical de la densidad relativa de la mezcla simulada (izquierda) y de la porosidad (derecha) de la simulación base.

Las resoluciones espacial y temporal fueron verificadas mediante un análisis de sensibilidad realizado con simulaciones adicionales de acuerdo a los parámetros descriptos en la Tabla 3. En todos los casos se utilizaron dos bloques manteniendo incambiados los restantes parámetros respecto de la simulación de referencia SIM001.

Tabla 3.- Tamaño de las celdas:ΔxΔxΔz y resolución temporal Δt de las diferentes simulaciones caffa3d. Análisis de sensibilidad a la resolución espacial y temporal.

Caso	Δx(mm)	Δz(mm)	Δt (s)
SED001	4.69	4.46	$1x10^{-3}$
SEE001	2.34	2.23	$1x10^{-3}$
SED101	4.69	4.46	$5x10^{-3}$
SED201	4.69	4.46	$5x10^{-4}$
SEE101	2.34	2.23	$5x10^{-3}$

La evolución temporal del perfil vertical de χ para las diferentes simulaciones es representada en la Figura 3. Tal como se había resumido en párrafos anteriores el perfil de χ se mantiene prácticamente constante a partir de los 90 segundos de simulación, aunque las características del lecho ya están casi definidas a partir del minuto. En la interface sólido-fluido puede observarse un salto abrupto hacia el máximo valor de χ, hecho que puede ser consecuencia del pasaje hacia el fluido no newtoniano también brusco del modelo de partículas y que se vuelve más relevante cuando la interface con el mismo queda definida en unas pocas celdas (situación que se evidencia a partir de los 60 segundos). Se puede ver además que, si bien los perfiles son muy parecidos entre las simulaciones, el aumento abrupto hacia el máximo en la zona próxima a la interface una vez que el lecho de arena se ha constituido se reduce en gran medida al aumentar la

resolución espacial en la simulación base. Este salto hacia el máximo es sensible también al aumento del paso temporal, sustentando la hipótesis de su origen numérico y no a la representación del fenómeno físico.

En resumen, se puede concluir que la simulación numérica realizada representa correctamente en líneas generales el ensayo físico emulado con resoluciones temporal y espacial adecuadas.

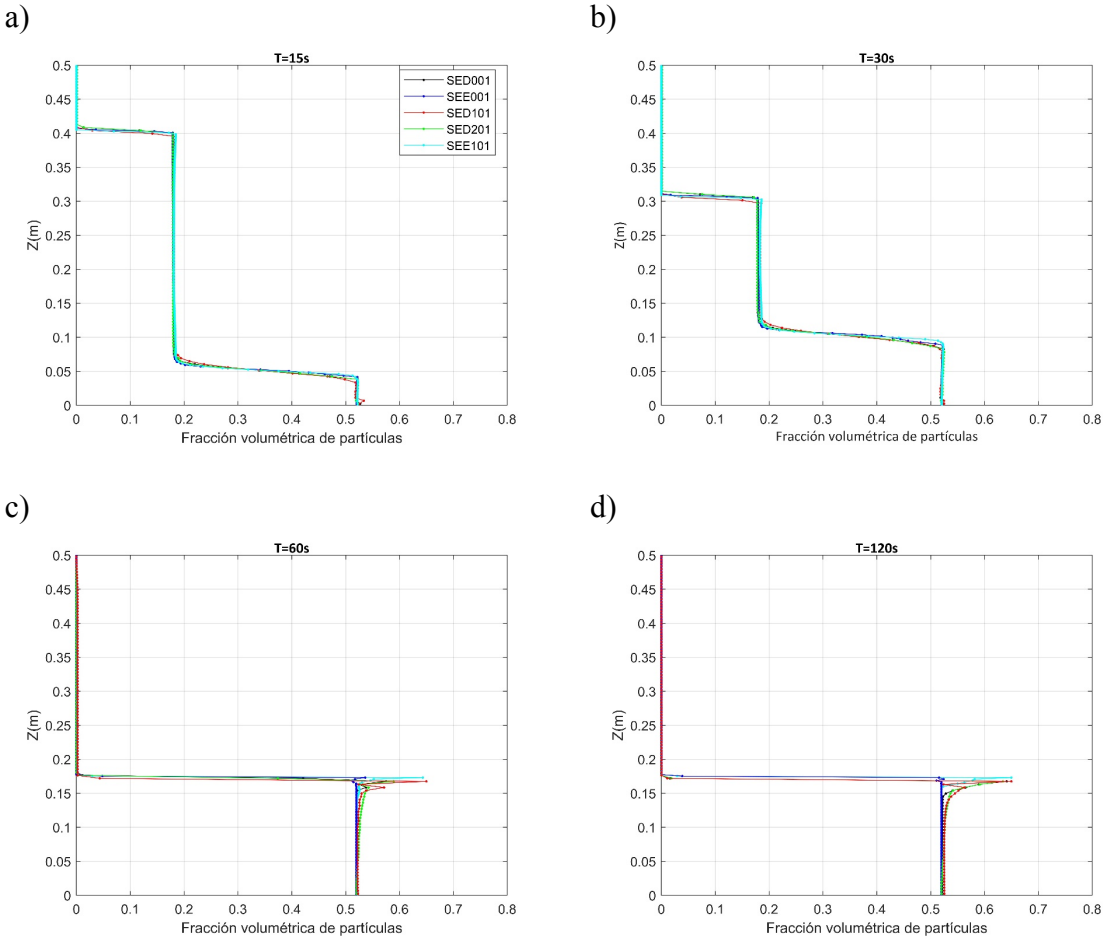


Figura 3.- Perfiles verticales de la fracción volumétrica de partículas (χ) en diferentes instantes de tiempo. Sensibilidad a la malla y al paso temporal. Cada simulación se representa en un color diferente de acuerdo a la descripción en la figura a).

Finalmente se introduce en el dominio numérico una esfera rígida, mediante la utilización del método de condiciones de borde inmersas, con el propósito de obtener una representación cualitativa de la sedimentación de partículas sobre ella. Se realiza para esto una nueva simulación numérica utilizando los mismos parámetros que el caso de referencia, pero en la malla de mayor resolución (SEE001) a efectos de obtener una mejor representación de la esfera. No se pretende con este ejercicio realizar un estudio exhaustivo de este caso, sino simplemente ejemplificar el fenómeno físico a la vez que se verifica la compatibilidad de la implementación del modelo de partículas con el módulo de condiciones de borde inmersas del caffa3d. La esfera tiene un radio de dos centímetros y su centro está ubicado en la intersección de los planos verticales medios del dominio a una altura de 10 cm del suelo. En la Figura 4 se muestran las isosuperficies de χ a 0.52 (en color gris) y a 0.2 (en color rosa) para diferentes instantes de tiempo. Se puede visualizar que a medida que tiene lugar la decantación se forma un depósito de arena sobre la esfera, con un ángulo algo menor que el ángulo de reposo interno del material φ=30º, que se mantiene mientras que se conforma el lecho sólido, hasta que el nivel del mismo la cubre completamente. Esta observación concuerda con lo visto previamente por otro autores que señalan que existen en realidad dos

ángulos característicos de reposo del material, por un lado el ángulo de inicio de fluencia (que coincide con el ángulo de fricción interna φ), y el ángulo residual de cizalla (φ_r); verificándose experimentalmente que $\varphi_r < \varphi$ (Allen 1970, Statham 1974).

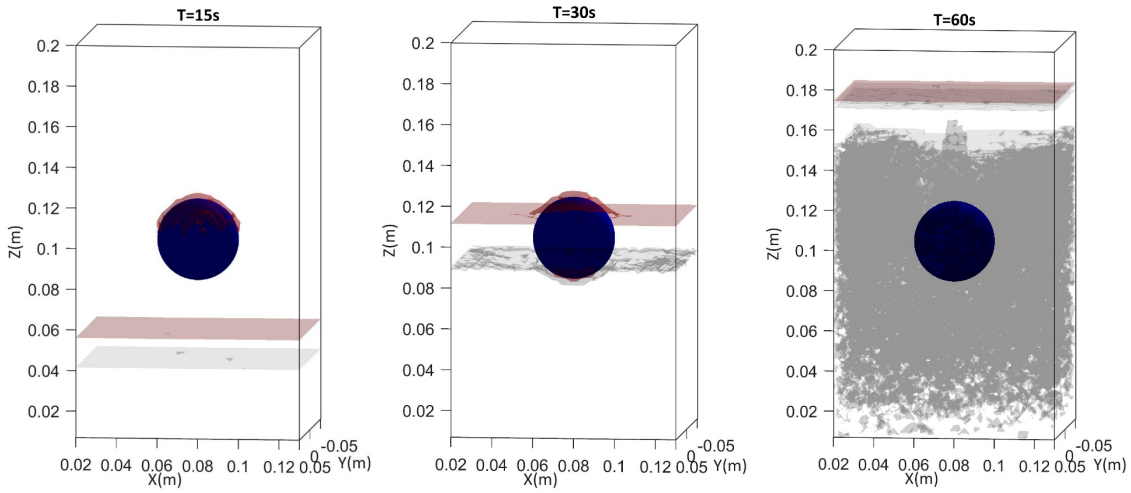


Figura 4.- Sedimentación de arena sobre una esfera sólida. Isosuperficies de χ=0.2 (rosa) y χ=0.52 (gris) en diferentes instantes de tiempo.

SIMULACION NUMERICA DE EROSION CAUSADA POR UN JET SUMERGIDO

La prueba de erosión de chorro sumergido (JET-submerged Jet Erosion Test) constituye una de las herramientas más utilizadas para el estudio de la erosionabilidad de suelos debido a su adaptabilidad a situaciones de laboratorio y de campo y su robustez en una amplia gama de materiales (Hanson y Cook 2004). JET consiste en hacer impactar sobre un depósito de material particulado de espesor uniforme un chorro vertical de diámetro "d" y velocidad Uo, medida en la boquilla de entrada del mismo, desde una altura "h" por encima del nivel del sedimento (altura de impacto).

En esta sección se reproduce numéricamente uno de los experimentos realizados por Qian et al (2010), quienes hacen ensayos con un chorro plano que luego es simulado con un modelo euleriano bifásico. Este ejercicio de simulación busca reproducir cualitativamente los experimentos de dichos autores, con el objetivo de analizar el comportamiento del modelo en una situación donde la velocidad del fluido juega un rol preponderante, sin pretender realizar una comparación exhaustiva entre los experimentos físico y numérico, debido a la incertidumbre en algunos parámetros que los definen.

En este caso el valor del diámetro del JET es sustituido por el espesor del chorro a los efectos de calcular el parámetro de erosión (Ec) que caracteriza estos experimentos.

$$E_c = \frac{Uo\ d/h}{\sqrt{g 2r_p \dfrac{(\rho_p - \rho_f)}{\rho_f}}} \qquad [10]$$

Los autores trabajan en el experimento con agua y arena y los detalles del ensayo físico reportados en Qian et al. (2010) se exhiben en la Tabla 4.

Tabla 4.- Valores experimentales empleados en el experimento de Qian et al. (2010).

D_{50} (mm)	ρ_s (kg/m^3)	χ	h(mm)	Uo(m/s)	d(mm)
2	2650	0.63	144	1.78	2.5

Cada bloque tiene un arreglo de 8x240x608 celdas uniformes y cúbicas (Δ=0.5mm), lo que da un total aproximado de 6 millones de celdas en el dominio. Las condiciones de borde utilizadas fueron

de pared en el piso y en las caras laterales del dominio exceptuando la zona superior de las mismas donde se impone condición de salida; mientras que en las paredes frontales se usa condición de simetría. En el techo del dominio se utiliza una condición de borde de entrada en todas las celdas, donde se impone una velocidad "U_{in}" en una longitud "d_{in}" centrada en longitud y velocidad nula en el resto de ellas (similar a una condición de pared). La velocidad de salida es calcula de manera de asegurar el balance de masa en cada paso temporal. El fluido ingresa al dominio por medio de una tobera (al igual que en el experimento) que es simulada mediante el método de condiciones de borde inmersas. La turbulencia es representada mediante el método de simulación de los grandes vórtices.

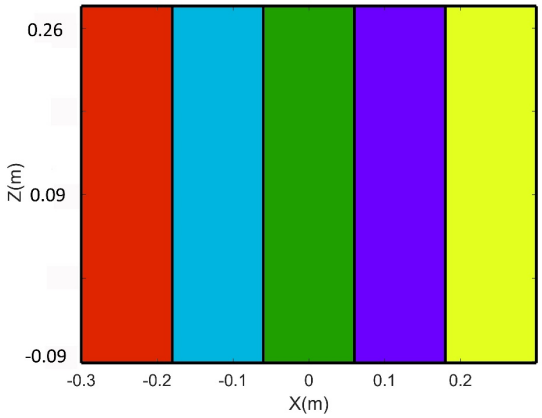


Figura 5.- Representación del dominio de cálculo donde cada bloque se representa con un color diferente. Vista en planta. Fosa Plana.

Se realizó una primera simulación numérica imponiendo los valores experimentales de Qian et al. (2010). La imposición de las condiciones del lecho de arena genera oscilaciones numéricas en el modelo por lo que se modificaron los parámetros (de manera de bajar el valor de la velocidad en la boquilla y la densidad relativa de las partículas) conservando el valor del parámetro de erosión Ec (JETP001).

Se realizó una segunda simulación (JETP002) modificando las condiciones iniciales de manera de reproducir la decantación de la arena naturalmente, dejando un intervalo de tiempo para la misma antes de activar el jet. En estas condiciones el valor de "h" es obtenido por la propia modelación por lo que el valor de Ec obtenido fue algo menor al valor experimental.

La porosidad seca de la arena ensayada por Qian et al. (2010) es similar a la de Cuthbertson et al. (2016), de manera que se buscó reproducir en el perfil de ambas simulaciones las condiciones de empaquetamiento de las partículas para la arena saturada allí obtenidas.

Los valores de los parámetros utilizados en las simulaciones se presentan en la Tabla 5.

Tabla 5.- Valores utilizados en la simulación numérica caffa3d.

Caso	r_p (mm)	ρ_s (kg/m^3)	Δ(mm)	Δt (s)	χ_m	χ_M	ε	Ec
JETP001	0.75	2000	0.5	$1x10^{-3}$	0.52	0.63	$1x10^{-4}$	0.18
JETP002	1	2650	0.5	$1x10^{-3}$	0.52	0.63	$1x10^{-4}$	0.11

A efectos de tener una idea del comportamiento del fluido y la arena en su conjunto se grafican isosuperficies de la diferencia entre el módulo de la velocidad y el campo χ, de esta manera los valores positivos en el gráfico representan el módulo de la velocidad mientras que los valores negativos representan los valores de la fracción volumétrica de partículas con el signo cambiado. En la Figura 6 se pueden observar los resultados de ambas simulaciones, donde se aprecia concordancia cualitativa con los resultados experimentales (Figura 7).

En la Figura 8 se presentan los perfiles del lecho erosionado adimensionalizado respecto al valor máximo de erosión, $E(r)/E_m$, calculado una vez que se observa que la profundidad máxima de la fosa simulada permanece constante. A efectos de analizar los resultados se toma el valore de χ_m para definir el límite de la interface agua- arena. Se observa que los resultados cualitativos son similares a los presentados en el experimento, aunque la fosa aquí reproducida es algo más ancha que la original (JETP001). Estos resultados muestran además acuerdo con los resultados del estudio de JET con chorro circular, donde la fosa adimensionada se ensancha conforme disminuye el valor de Ec (Aderibigbe y Rajaratnam, 1996).

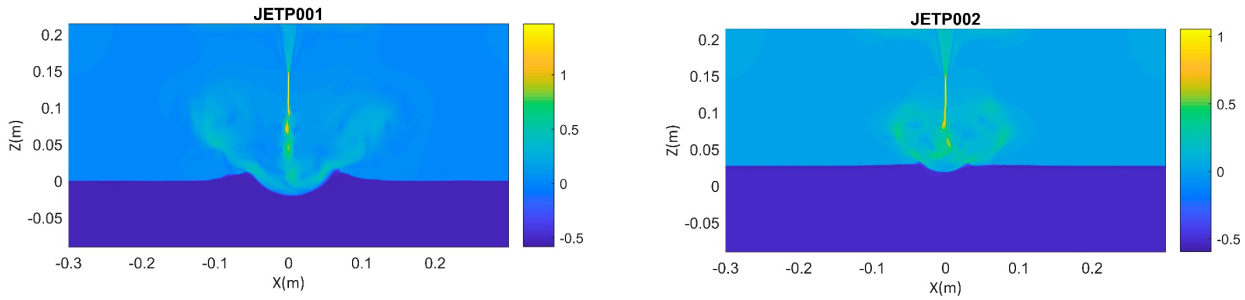


Figura 6.- Isosuperficies de la diferencia entre el módulo de la velocidad y χ en la configuración asintótica para la simulación caffa3d JETP01 (izquierda) y JETP002 (derecha). Los valores positivos corresponden al campo de velocidades relativo mientras que los valores negativos al campo $-\chi$.

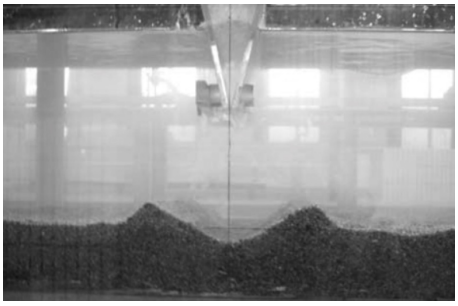


Figura 7.- Registro fotográfico del experimento realizado por Qian et al 2010.

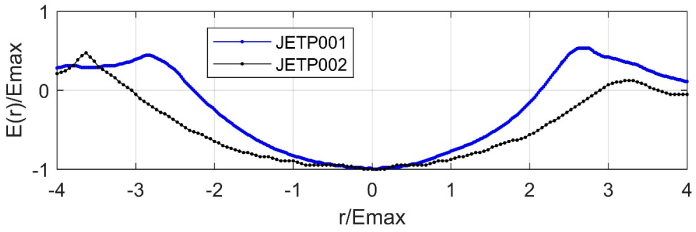


Figura 8.- Perfil adimensionado de la erosión respecto a la erosión máxima, perfil medio en los dos planos verticales centrales curvas de nivel χ=0.52 (límite del comportamiento sólido). Valores de las simulaciones caffa3d. Cada simulación es representada con un color diferente. Fosa plana.

CONCLUSIONES

Se presentó un modelo numérico con la capacidad de simular el flujo de partículas inmersas en un fluido. El esquema elegido (Lalli et al, 2005) para representar la dispersión de partículas en el fluido cosiste en un método euleriano que considera el sistema fluido-partículas como un cuerpo pseudo-continuo de una sola fase, analizando el movimiento de las partículas en su conjunto e incorporando su efecto por medio de una viscosidad efectiva que depende de las características locales de la fracción volumétrica de partículas en la mezcla. En este trabajo se extiende el modelo para ser utilizado con volúmenes finitos, mallas multi-bloque, paralelismo y utilizando un método de integración implícito. Se propone además una modificación del cálculo de la velocidad de sedimentación de partículas, extendiendo su aplicación a situaciones que se encuentren fuera del régimen de Stokes.

Se realizó la validación del modelo utilizando experimentos realizados previamente por otros autores, mostrando una buena performance del modelo. En el caso del sedimentador de arena los resultados son similares a los del experimento y el análisis de sensibilidad de malla y paso temporal realizado permite verificar independencia de la solución respecto a las resoluciones utilizadas, lo que junto a la probada consistencia y estabilidad del método numérico permite cierto grado de confianza respecto de los resultados obtenidos. Los resultados preliminares de la fosa generada por un chorro sumergido son auspiciosos. En este caso se observa una concordancia cualitativa con el experimento de laboratorio, sin embargo, si bien los resultados cuantitativos son aceptables resta ajustar algunos parámetros numéricos y analizar la sensibilidad de la malla utilizada para lograr resultados cuantitativos mejores.

El modelo caffa3d.MBRi está en migración hacia plataformas híbridas que incorporen GPUs para el cálculo, dando origen al modelo CFD-CHAMAN. Pruebas preliminares muestran una mejora en la velocidad de al menos 30x, lo que potenciaría su utilización en un futuro cercano.

REFERENCIAS

Aderibigbe O. y N. Rajaratnam (1996): "Erosion of loose beds by submerged circular impinging vertical turbulent jets". *J. of Hydraulic Research*, 34 (1), 19-33.

Allen, J. R. L. (1970): "The avalanching of granular solids on dunes and similar slopes". *J. Geo.,* 78, 326-351.

Cuthbertson A. J. S., O. Ibikunle1, W. J.Mc Carter amd G. Starrs (2016): "Monitoring and characterisation of sand-mud sedimentation processes". *Ocean Dynamics*, 66, 867–891.

Fernández F., M. Mendina, N. Rezzano, M. D'Angelo y G. Usera (2018): "Numerical simulation of atmospheric pollutants dispersion in an urban environment". Tenth International Conference on Computational Fluid Dynamics (ICCFD10). Trabajo aceptado (Conferencia a realizarse en julio 2018).

Gorb Y., O. Mierk, L. Rivkind, D.Kuzminb (2014): "Finite element simulation of three-dimensional particulate flows using mixture models". *J. of Comp. and Applied Math*., 270, 443–450

Hanson, G. J., y Cook, K. R. (2004): "Apparatus, test procedures and analytical methods to measure soil erodibility in situ". *Engineering in Agriculture*, 20(4), 455-462.

Khosronejad A., J. L. Kozarek, M. L. Palmsten, F. Sotiropoulos (2015): "Numerical simulation of large dunes in meandering streams and rivers with in-stream rock structures". *Advances in Water Resources*, 81, 45–61.

Lalli F.,Esposito P. G, Piscopia R. y Verzicco R (2005): "Fluid-particle flow simulation by averaged continuous model." *Computers and Fluids*, 34: 1040-1061.

Liang, L.; Yu, X.; Bombardelli, F. (2017): "A general mixcture model for sediment laden flows". *Advances in Water Resources*, 107, 108-125.

Mendina, **M., Draper, M., Kelm Soares, A.P., Narancio, G., Usera, G.** (2014): "A general purpose parallel block structured open source incompressible flow solver". *Cluster Computing*, 17(2):231-241.

Qian Z., H. ZiaoQuing, H.WenXin y X.WanYun, (2010):"Numerical simulation of sediment erosion by submerged jets using an Eulerian model". *Science China, Technological Sciences*, 53 (12):3324-3330.

Sassi P., J. Freiria, P. La Paz, M. Mendina, M. Draper y G. Usera (2017): "Coupled Discrete Element and Finite Volume Methods for simulating loaded elastic fishnets in interaction with fluid". *Computers and Fluids*, 156, 200 – 208.

Statham, I. (1974): "The relationship of porosity and angle of repose to misture proportions in assemblages of different sized material". *Sedimentology*, 21, 149-162.

Subramaniam S. (2013): "Lagrangiane Eulerian methods for multiphase flows". *Progress in Energy and Combustion Science*, 39, 215-245.

Usera, **G. , A. Vernet, and J. A. Ferré** (2008): "A parallel block-structured finite volume method for fows in complex geometry with sliding interfaces". *Flow, Turb. and Comb*., 81(3):471-495.

Ungarish M. (1993): Hydrodynamics of suspensions – fundamentals of centrifugal and gravity separation. Springer-Verlag.

Usera, **G. a), M. Mendina, R. Terra**, (2010): "m-CAFFA3D.MB : simulación numérica micro-climática". *Memorias del XXIV Congreso Latinoamericano de Hidráulica*. Uruguay.

Usera, **G.** b),Chreties C., M. Mendina, G. Simarro, L. Teixeira (2010): "Avances en la modelación numérica del fenómeno de socavación local en pilas". *Memorias del XXIV Congreso Latinoamericano de Hidráulica*. Uruguay.

Rouse H. (1938): *Fluid Mechanics for Hydraulic*. McGraw-Hill.

IAHR **AIIH**

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

ESTUDIO DEL CAMPO DE VELOCIDADES EN UN CANAL DE LABORATORIO CON CURVATURA COMPUESTA EN PLANTA

Caballero, C.[1]; Jiménez, A.[1]; Mendoza, A. [2]; Martínez, A. [1]; Berezowsky, M. [1]; Castillo, J. [1]
1 Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México,
2 División de Ciencias Básicas e Ingeniería, Universidad Autónoma Metropolitana, Unidad Lerma, México
CCaballeroC@iingen.unam.mx; AJimenezC@iingen.unam.mx; AMendozaR@iingen.unam.mx;
AMartinezA@iingen.unam.mx; MBerezowskyV@iingen.unam.mx; JCastilloPe@iingen.unam.mx

RESUMEN:

Se presenta el análisis del campo de velocidades en un canal de sección rectangular, con curvas horizontales en planta y ancho variable. Para tener una mejor comprensión del flujo se desarrollaron varias series de experimentos; las mediciones se realizaron con un Velocímetro Doppler Acústico (MicroADV de 16 MHz), instrumento que permitió cuantificar los tres componentes del vector velocidad. Se identifica experimentalmente que en una pequeña región del campo de flujo, cerca de la margen izquierda aguas abajo de la segunda curva, la distribución de velocidades en la vertical no es uniforme. Se describen los resultados del campo de velocidades obtenido con el sistema de modelación matemática Telemac-Mascaret 3D y se comparan con los datos medidos en laboratorio.
En el análisis se tiene en cuenta la influencia del efecto por fricción en la pared y se incluye el modelo de turbulencia $k-\varepsilon$. Se discute la tridimensionalidad del flujo en ciertas zonas del canal y las dificultades para reproducir el campo de velocidades en esas regiones con los modelos matemáticos.

ABSTRACT:

The analysis of the velocity field on a flume with horizontal bends and variable width is presented. Several experiments were conducted to gain a better understanding of the flow. The three components of the velocity vector were measured with an Acoustic-Doppler velocimeter (Micro ADV 16MHz). It is identified experimentally that in a small region of the flow field, near the left bank downstream of the second channel-bend, the vertical velocity distribution is not uniform. The results of velocity field obtained whit the mathematical modelling system Telemac–Mascaret 3D are described and compared with the data measured in the laboratory. In the analysis, the wall roughness and $k-\varepsilon$ turbulence model were considered. Some aspects of the tridimensional behavior of the flow field are discussed and the still poor description of the computations on some regions of the flow. The three-dimensionality of the flow field in some regions of the channel and the difficulties to predict the velocity field in those regions with the mathematical models are discussed.

PALABRAS CLAVES: *campo de velocidades, flujo helicoidal, canal con curvas, hidrodinámica*

INTRODUCCIÓN

El flujo helicoidal es principalmente propiciado por la curvatura horizontal de las márgenes en canales, este fenómeno redistribuye el campo de velocidades y afecta el transporte de sedimentos de fondo y en suspensión, es uno de los mecanismos que dan lugar a la evolución de la geometría del canal. Entre los principales trabajos del estudio de la hidrodinámica en canales con curvatura horizontal, se encuentra el de Rozovskii (1957, publicado en el idioma inglés en 1961); la publicación es ampliamente citada en varios estudios del flujo a superficie libre, por ejemplo: Puri y Kuo (1985), Shimizu *et al* (1990), Molls y Chaudhry (1995), entre otros.

Actualmente, destacan recientes trabajos experimentales enfocados al estudio de meandros, como: Abad y García (2009), Blanckaert y Graf (2001), Blanckaert y De Vriend (2004), Blanckaert (2010), Jamieson *et al*. (2010), Termini (2009), Termini y Piraino (2011), etc.; algunos autores presentan distribuciones de velocidades medidas, así como el análisis tanto de la evolución del fondo como el de la migración de márgenes. Un estado del arte bastante amplio en canales curvos y meandreo es el que presenta Ferreira y Ebrahimi (2017).

En 2004, Jiménez y Berezowsky desarrollaron un modelo matemático para calcular el campo de velocidades en canales, con base en la hipótesis de flujo bidimensional horizontal (2DH) en un sistema de coordenadas curvilíneas generales; el funcionamiento del modelo matemático se comparó con cinco series de mediciones desarrolladas en laboratorio; en este trabajo se observa que en el último experimento, la comparación del campo de velocidades medidas y calculadas difieren en una pequeña región del flujo. Posteriormente, en Caballero *et al.* (2017) se presentó el análisis de esa prueba, mediante el sistema de modelación matemática Telemac–Mascaret 2D (EDF-R&D, 2014); debido a que las discrepancias éntrelas velocidades medidas en laboratorio y las calculadas persistieron en la zona indicada, se optó por desarrollar nuevamente los experimentos.

OBJETIVOS

Medir el campo de velocidades que se presenta en un dispositivo experimental con curvas horizontales (figura 1), considerando un flujo en régimen permanente. Después, comparar el campo de velocidades calculado mediante el modelo numérico con el determinado por las mediciones experimentales. En el análisis se determinan las diferencias de la modelación numérica con respecto a lo medido en laboratorio. Además, permite mejorar la comprensión de la hidrodinámica en un canal con curvas horizontales que no son uniformes a lo ancho.

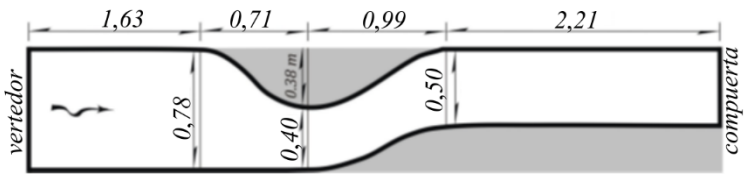
DESCRIPCIÓN DEL CANAL CON CURVATURA

La geometría del canal de sección rectangular inicia con un tramo recto de 1,63 m de longitud, cuyo ancho de plantilla es constante ($b = 0{,}78\ m$); en la margen izquierda (MI) empieza la reducción, por la presencia de una curva mixta (cóncava – convexa –cóncava); la curva convexa llega a un ancho mínimo ($b = 0{,}40\ m$); hasta este mismo punto la margen derecha (MD) no ha modificado su alineamiento, después se presenta una curva convexa sobre ambas márgenes; seguido de esto el canal retoma una curvatura cóncava hasta alcanzar, aguas abajo, la trayectoria recta inicial, con ambas márgenes paralelas, ver figura 1-b. El ancho de la sección posterior a la máxima contracción (sección 3), presenta una ampliación gradual de 0,40 a 0,50 m. La longitud recta de la salida del canal es de 2,21 m. Las paredes laterales y la plantilla tienen un aplanado liso a base de cemento; se estableció que la plantilla del canal fuera lo más horizontal posible. La longitud de la curva imaginaria central (eje) es de 2,9 m, desde la sección 1 hasta la sección 11.

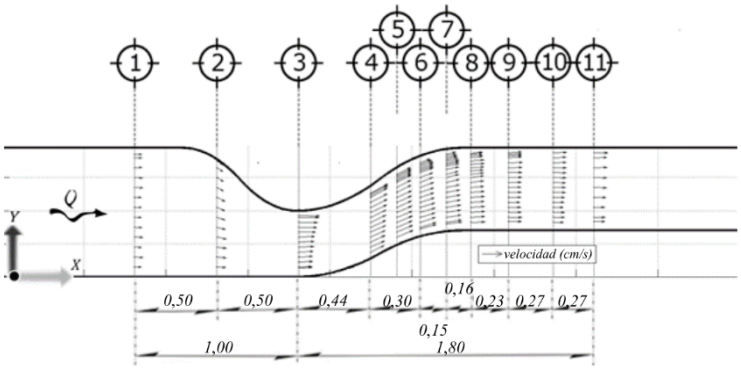
Se fijaron once secciones de medición localizadas a: $X = 9{,}81,\ 10{,}31,\ 10{,}81,\ 11{,}25,\ 11{,}41,\ 11{,}55,\ 11{,}71,\ 11{,}86,\ 12{,}09,\ 12{,}36$ y $12{,}61\ m$, con anchos de sección transversal de 0,78, 0,7132, 0,4001, 0,4408, 0,4698, 0,4878, 0,4985, 0,5, 0,5, 0,5, 0,5 $m,$ ver figura 1. El cadenamiento es el mismo empleado en investigaciones anteriores, Jiménez y Berezowsky (2004) y Caballero *et al.* (2017).



a) Canal con curvas



b) Geometría del canal



c) Secciones de medición

Figura 1.-Caracteristicas del dispositivo experimental.

El dispositivo experimental se completa con dos bombas (con capacidad un poco mayor que 5 l/s cada una); un vertedor triangular de cresta delgada con ángulo central de 90° y dos limnímetros: uno para medir la carga sobre la cresta del vertedor y el otro para medir el tirante localizado a 2,8 m aguas abajo de la sección inicial. En el extremo final del canal se tiene una compuerta vertical plana y deslizante, para controlar el nivel del agua. Finalmente un cárcamo para recircular el agua.

EQUIPO DE MEDICIÓN

Las mediciones puntuales de los tres componentes de velocidad se obtuvieron con un Velocímetro Doppler Acústico (MicroADV 16MHz), orientado en la dirección vertical (con los sensores hacia abajo). La descripción detallada de la operación del equipo de medición se encuentra en Kraus *et al*. (1994), Lohrmann *et al*. (1994), Anderson y Lohrmann (1995), Voulgaris y Trowbridge (1998), Nikora y Goring (1998), McLelland y Nicholas (2000), López y García (2001), entre otros. El ADV se colocó en un soporte que permite desplazar el instrumento tanto en el sentido horizontal como en el vertical. El procedimiento permite determinar su posición relativa con respecto a una margen del canal. Los datos recolectados se analizan por medio del software WinADV (Wahl, 2001).

La calidad de los datos recopilados se define con dos parámetros: la relación señal/ruido (SNR, por sus siglas en inglés) y el coeficiente de correlación (COR) para cada receptor del ADV; el fabricante recomienda valores de SNR superiores a 15 dB y coeficiente de correlación mayor que 70%, para tener una descripción adecuada de las características del flujo y de la turbulencia (Sontek, 1997). En los experimentos, los datos se filtraron con los parámetros de calidad SNR superior a 20 dB y 90% de correlación. Las mediciones tienen una duración de 180 s en cada punto y en todos los casos.

PRUEBAS EXPERIMENTALES

Se realizaron siete pruebas, identificadas con las letras A a G (indicadas en la tabla 1); en cada una de ellas se propuso un tirante del orden de $y \cong 0{,}15\, m$ y caudal $Q \cong 10{,}5\, l/s$. En las primeras tres pruebas, el volumen de control para la medición de los componentes de velocidad se

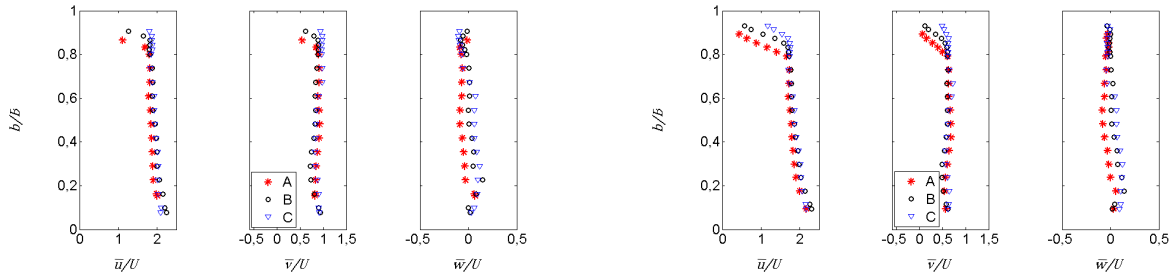
ubicó a una elevación (z_m) de 0,4y, es decir, a 0,06 m medida desde la plantilla del canal. En las pruebas D y E, las mediciones de los componentes de velocidad se realizaron a 0,04 y 0,02 m, respectivamente. En la prueba F se obtuvieron tres perfiles de la distribución vertical de la velocidad en cada sección y en la prueba G se registraron los componentes de la velocidad en la sección 6, tanto a lo ancho como en la profundidad. Las características de los experimentos correspondientes a cada una de las pruebas se reportan en la tabla 1.

Tabla 1.- Resumen de pruebas y condiciones experimentales.

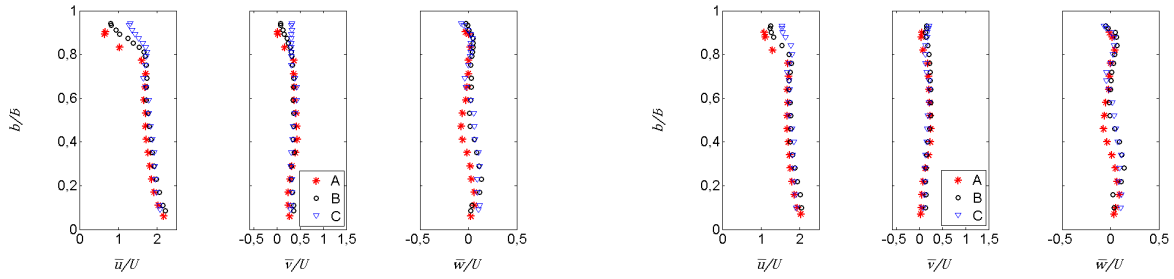
Prueba [-]	Q $[l/s]$	y $[m]$	U $[m/s]$	S_w $[X10^{-4}]$	F_r [-]	R_e $[X10^4]$	z_m $[m]$
A	10,78	0,1503	0,088	2,1	0,071	1.33	0,06
B	10,66	0,1440	0,088	3,4	0,072	1.28	0,06
C	10,59	0,1465	0,084	5,1	0,067	1.23	0,06
D	11,06	0,1436	0,089	4,9	0,072	1.29	0,04
E	10,21	0,1371	0,068	1,8	0,051	0,94	0,02
F	10,22	0,1457					-
G	10,31	0,1509					-

En la tabla, Q es el caudal aforado sobre el vertedor, y el tirante aguas abajo medido en la sección 11, U es la velocidad de referencia obtenida de la media espacial de los componentes u en la sección 1, S_w la pendiente de la superficie libre del agua entre las secciones 1 y 11, F_r y R_e son los números de Froude y Reynolds, respectivamente. En todas las pruebas el flujo es subcrítico y turbulento.

En la figura 2 se muestran las mediciones de las distribuciones de velocidades adimensionales (componente de velocidad puntual/velocidad de referencia) en las secciones 5 a 8, en relación a la posición de la medición con respecto al ancho total de la sección del canal; es decir, b/B, para las pruebas A, B y C.



a) sección $X = 11{,}41\ m$ b) sección $X = 11{,}55\ m$

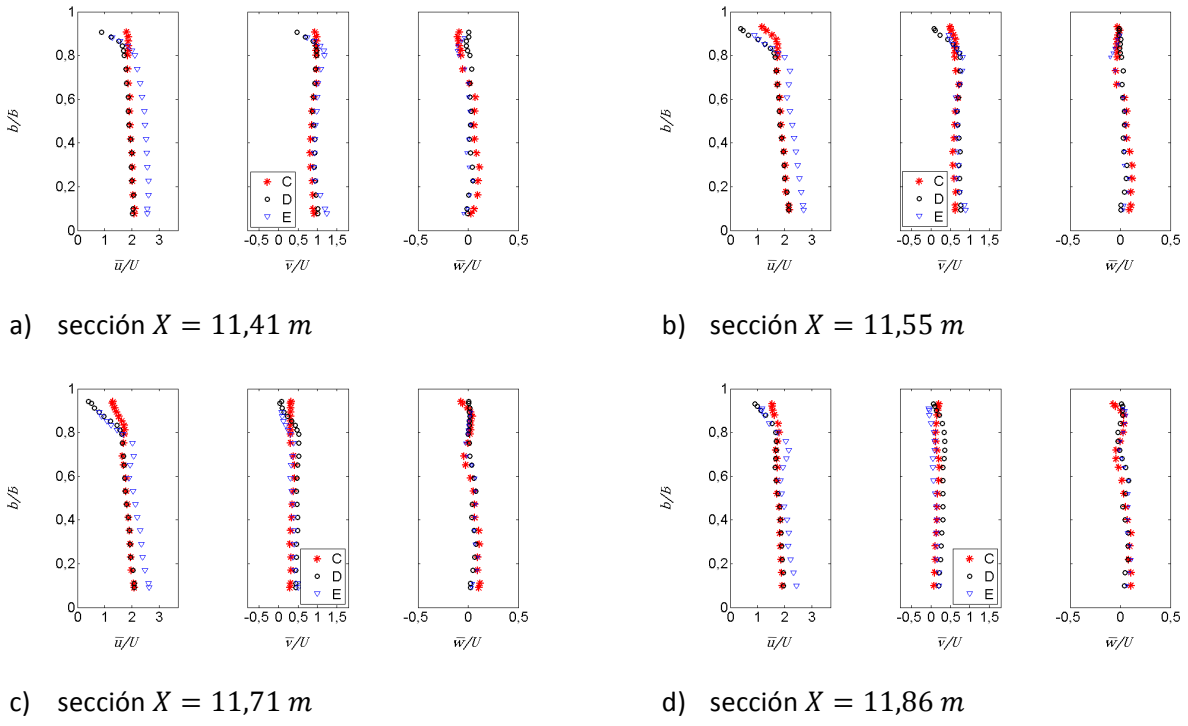


c) sección $X = 11{,}71\ m$ d) sección $X = 11{,}86\ m$

Figura 2.- Distribuciones horizontal de velocidad de las pruebas A, B y C.

En la figura se observa que aproximadamente en el 80% del ancho del canal, la distribución de la velocidad es bastante uniforme, mientras que en el resto del ancho, cerca de la MI aguas abajo de la última curva, la distribución de la velocidad marcadamente variable (sección $X = 11{,}55\ m$).

En la figura 3 se comparan las mediciones de las pruebas C, D y E, que corresponden a las mismas secciones, pero a diferentes elevaciones de medición; se aprecia que persiste la disminución de la velocidad cerca de la MI.



a) sección $X = 11{,}41\ m$ b) sección $X = 11{,}55\ m$

c) sección $X = 11{,}71\ m$ d) sección $X = 11{,}86\ m$

Figura 3.- Distribuciones horizontales de velocidad de las pruebas C, D y E.

Con respecto a la prueba F, en la figura 4 se muestran los perfiles de velocidad medidos en 23 puntos distribuidos en el canal, entre las secciones 3 a 8. Se observa que en el sentido vertical, en algunos puntos la variación en magnitud y dirección de los vectores velocidad es significativa.

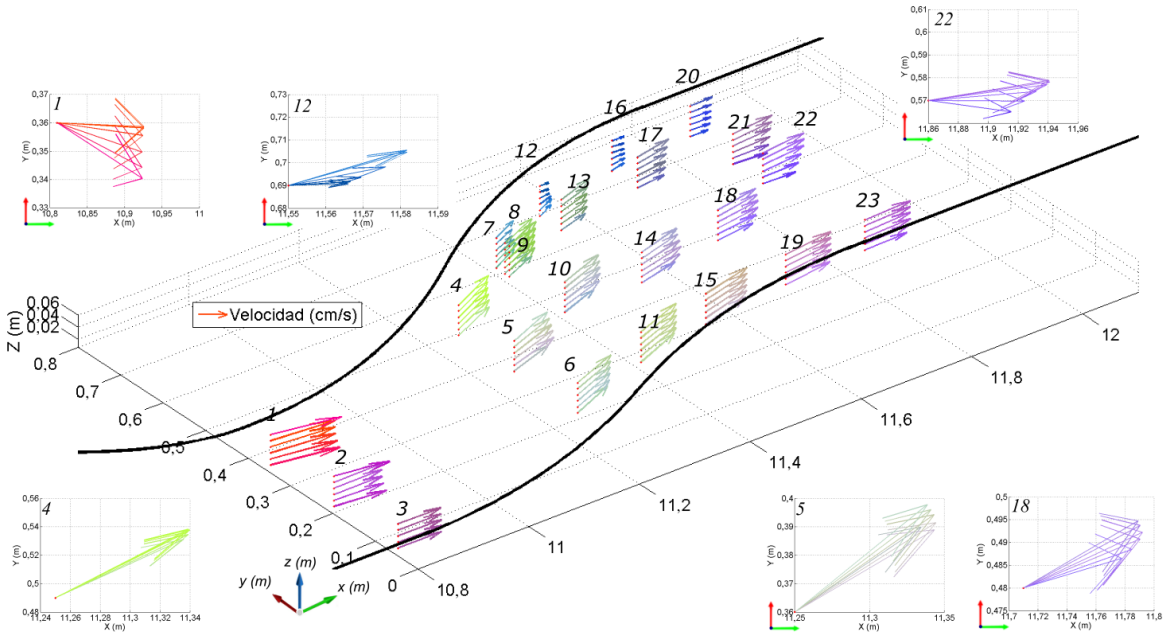


Figura 4.- Perfiles verticales de velocidad, prueba F

En la prueba G, reportada en la figura 5, se muestran las velocidades en la sección 6 ($X = 11{,}55\ m$); el intervalo de medición en la profundidad va desde 0,02 m hasta 0,06 m, con espaciamiento de 0,01 m; registrando un total de 14 perfiles distribuidos a lo ancho de la sección del canal.

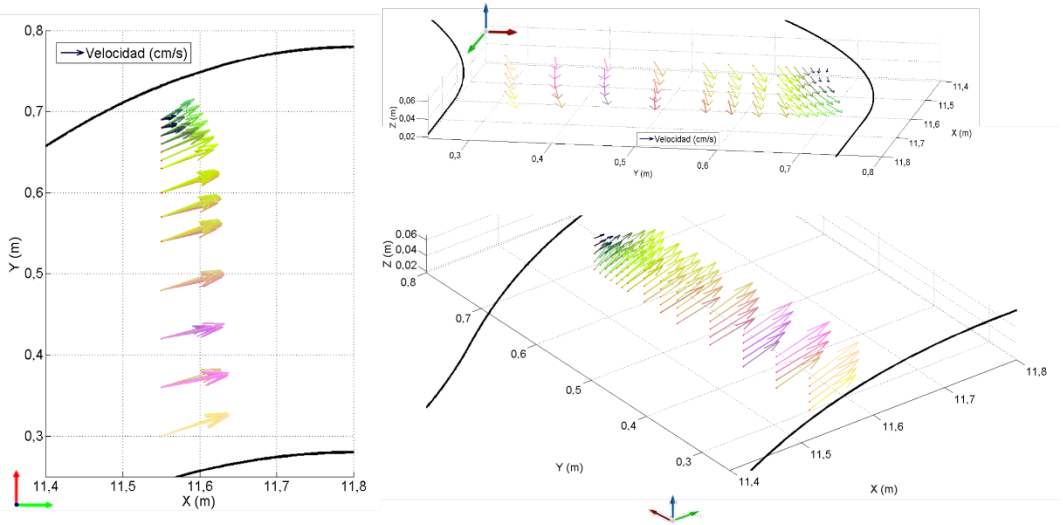


Figura 5.- Perfiles verticales de velocidad, prueba G.

Se observa que la distribución en la vertical cerca de la MI no es uniforme en la profundidad; el comportamiento de la velocidad en la parte superior es de menor magnitud que en la parte inferior. Además, arriba se orienta en la dirección x y se desvía hacia la pared conforme disminuye en la profundidad. Por otro lado, los vectores en la MD tienden a ir hacia arriba $(+w)$ mientras que al aproximarse a la MI estos tienden a ir hacia abajo $(-w)$. Los primeros tres perfiles cercanos a la MD son cóncavos a ésta margen, los siguientes cuatro son convexos y los últimos cóncavos, referidos a la misma margen.

MODELACION NUMÉRICA 2DH

En una gran cantidad de trabajos referidos a la modelación matemática de hidrodinámica en canales con curvatura horizontal, es común el empleó de la hipótesis de flujo bidimensional horizontal (2DH); por ejemplo, da Silva (1995) analiza un canal que sigue una geometría sinuosa, con relación B/h grande, y discute que el promedio en la profundidad es lo suficientemente dominante para que predomine el efecto de variación horizontal sobre los efectos de la curvatura del canal, lo que sugiere la posibilidad de reemplazar la consideración del flujo tridimensional real por la de un bidimensional. Con respecto al caso que se estudia en este trabajo, se realizaron modelaciones con la versión 2DH del sistema Telemac-Mascaret (EDF- R&R, 2014); el estudio se elaboró únicamente con los datos de la prueba C; se realizó el análisis de sensibilidad con respecto al efecto del coeficiente de Chézy, la rugosidad de las paredes del canal y la turbulencia. En el procedimiento de calibración del modelo numérico, los resultados que mejor se aproximan a las mediciones experimentales se obtienen con los siguientes valores: coeficiente de Chézy $C = 66\ m^{1/2}/s$, coeficiente de rugosidad hidráulica equivalente en la pared $k_s = 0.003\ mm$ y el modelo de turbulencia $k - \varepsilon$ (Nezu y Nakasawa, 1993). Como observación, el error relativo medio es del 8% para el componente u y 6% para el componente v, aunque la diferencia entre las distintas pruebas de calibración no va más allá del 1.6% adicional.

Al comparar los resultados numéricos con las velocidades medidas se obtienen esencialmente las mismas diferencias observadas en trabajos previos; es decir, existe una concordancia aceptable en la mayor parte del canal y persisten las diferencias significativas en la zona ya indicada.

MODELACION NUMÉRICA 3D

Algunos de los modelos matemáticos desarrollados para el cálculo de flujo tridimensional son: Leschziner y Rodi (1979), Demuren y Rodi (1986), Shimizu *et al*. (1990), Demuren (1993), Sinha *et al*. (1998), Ye y McCorquodale (1998), Wu *et al*. (2000), Shen *et al*. (2003), Huang (2009).

Se emplea el sistema Telemac-Mascaret 3D (EDF- R&R, 2016), que resuelve las ecuaciones de Navier-Stokes, con la finalidad de tratar de mejorar los resultados y reproducir la zona de interés. Para ello se establecen 15 planos distribuidos uniformemente en la vertical; la malla en planta tiene variaciones graduales del tamaño de los elementos, siendo más pequeños cerca de la MI, de 0.003 *m* hasta de 0.01 *m* en la MD, con un total de 52,635 nodos y 102,822 elementos triangulares por plano. Los resultados numéricos de los componentes de velocidad se comparan con los obtenidos en laboratorio y se calcula un error relativo al punto de medición, mediante la siguiente expresión

$$e_{u,v,w,} = \frac{u,v,w_{calculado} - u,v,w_{medido}}{u,v,w_{medido}} = e_{u_i} = \frac{u_{i_{calculado}} - u_{i_{medido}}}{u_{i_{medido}}} \quad i \in \{1,2,3\} \qquad [1]$$

En donde i denota el componente para cada dirección. A partir de los errores calculados se estimó la media del error absoluto y los errores máximos extremos:

$$\overline{|e_{u,v,w}|} = \lim_{N\to\infty} \frac{1}{N} \int_{j=1}^{N} \left|e_{u,v,w}\right| dn = |\overline{e_{u_i}}| = \lim_{N\to\infty} \frac{1}{N} \int_{j=1}^{N} |e_{u_i}| \, dn \,; \;\; i \in \{1,2,3\} \qquad [2]$$

$$e_{u_{i_}} = \min\left(e_{u_i}\right); e_{u_{i+}} = \max\left(e_{u_i}\right) \;\; i \in \{1,2,3\} \qquad [3]$$

En la ecuación 2, N es el total de muestras obtenidas del campo de velocidades para cada prueba experimental.

En el sistema de modelación matemática se emplea la versión no hidrostática para tratar el término de presión, que considera la presión hidrostática y un efecto dinámico; este último se basa en el llamado paso de proyección descrito en Hervouet (2007), lo que ocasiona que el gradiente de presión dinámica actúe como corrección, para asegurar la divergencia libre (cero), requerida por la velocidad y corregir el cálculo de la elevación de la superficie libre del agua. La optimización del proceso de cálculo distribuido se desarrolló en un cluster con 24 núcleos de procesamiento AMD, distribución CentOS, versión 6.9, arquitectura de 64 bits; para el cálculo en paralelo se utilizó la interfaz de envió de mensajes (MPI), que permite el intercambio de mensajes entre los procesadores (Gropp *et al*. 1994) y METIS, que realiza la distribución de la malla entre el número de procesadores, permitiendo que el número de elementos de la malla sea el mismo para cada procesador, y así minimizar el número de elementos adyacentes, esto con el objetivo de equilibrar el cálculo entre los procesadores (Karypis, 2013).

Los escenarios de simulación son los indicados en la tabla 2. El escenario C1 no incluye el modelo de turbulencia $k-\varepsilon$ (Rodi y Launder, 1978) y ni el efecto de rugosidad de pared, mientras que el escenario C3 incluye el modelo de turbulencia y el efecto de pared. A partir de los cálculos 3D, también es posible obtener los resultados promediados en la profundidad 2D (que corresponden a los escenarios C2 y C4, para las versiones C1 y C3, respectivamente). Los errores relativos considerando los puntos de medición de la prueba C, se muestran en la tabla siguiente.

Tabla 2.- Resumen de errores de los escenarios de modelación numérica 3D.

Escenario [-]	**Versión** [-]	$\lvert\bar{e}_u\rvert$ [-]	$e_{u_}$ [-]	e_{u+} [-]	$\lvert\bar{e}_v\rvert$ [-]	$e_{v_}$ [-]	e_{v+} [-]	$\lvert\bar{e}_u\rvert$ [-]	$e_{u_}$ [-]	e_{u+} [-]
C1	3D	0.077	-0.179	0.287	0.032	-0.091	0.117	0.031	-0.080	0.066
C2	2D	0.067	-0.168	0.276	0.028	-0.098	0.067	-	-	-
C3	3D	0.080	-0.198	0.306	0.032	-0.090	0.115	0.031	-0.078	0.072
C4	2D	0.071	-0.163	0.296	0.028	-0.098	0.083	-	-	-

La menor diferencia del error $\overline{|e_u|}$ corresponde al escenario C2 con 6.7%, el error extremo máximo (sobreestimación, e_{u_+}) es del orden del 30%, siendo el escenario C2 el que presenta el menor de ellos y el error extremo mínimo (subestimación, e_{u_-}) es del orden del 18%. Se observa que los errores son ligeramente menores para el escenario que no considera el efecto de la rugosidad en la pared ni la turbulencia, comparado con el que lo considera. En la figura 6 se muestran los errores calculados del escenario C1 para cada uno de los componentes.

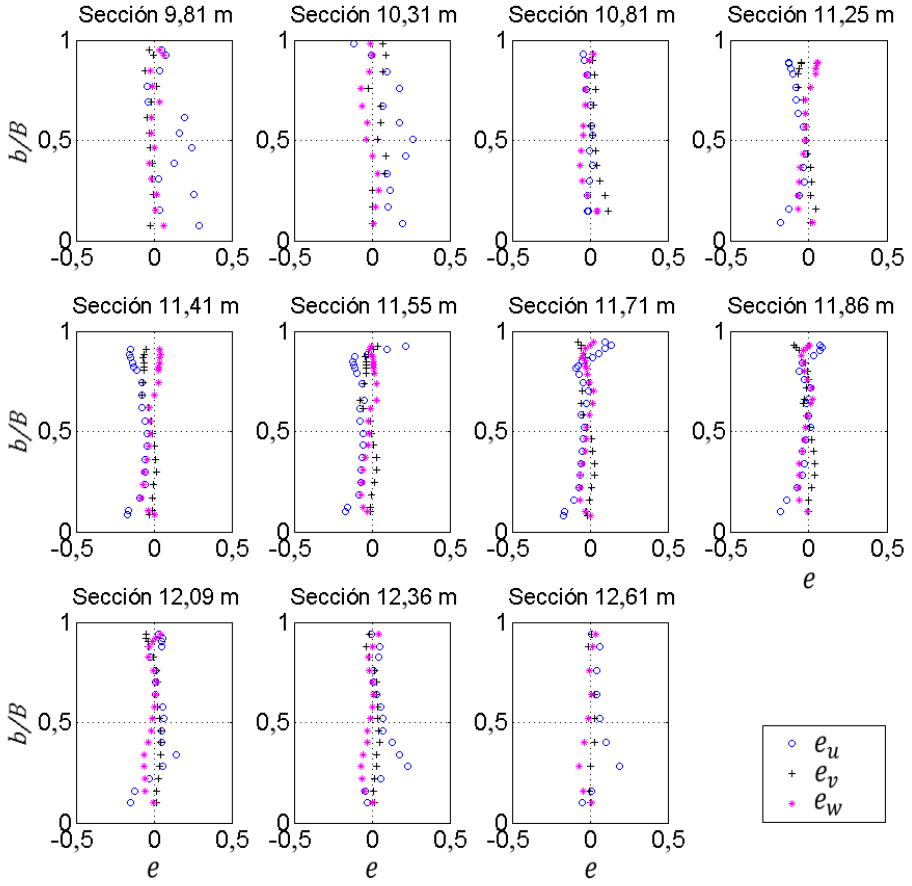


Figura 6.- Errores relativos, escenario C1.

En referencia al $|\bar{e}_v|$ los escenarios C1 y C3 tienen un error medio de 3.2%, y éste disminuye a 2.8% para los promediados en la profundidad (C2 y C4); para el error máximos (sobreestimación, e_{v_+}), la versión promediada en la profundidad presenta menor error con respecto a la 3D, pues es de 6.7 % para el escenario C2, reduciendo el error en un 57% con respecto a la versión 3D. Se estima que el error medio para el componente w es del 3%.

La figura 7 muestra las líneas de corriente del campo de velocidades (3D) posprocesado en Paraview (SNL *et al.* 2000-2008); ahí se identifican las zonas en donde se incrementa la velocidad (color rojo) y las zonas donde la velocidad es menor (color azul). Las mayores velocidades se concentran sobre la MI, justo en la zona donde se presenta la mayor contracción del canal. Se nota que las líneas de corriente tienen una desviación hacia la MI a la salida de la curva. También, se aprecia claramente el patrón de flujo secundario, del tipo helicoidal, que es el componente normal de un sistema de referencia (generalmente radial, aquí cartesiano), esto es, el vector velocidad empieza a tener una inclinación referente al eje orientado en la dirección principal. Este fenómeno modifica el perfil de velocidad por la redistribución del *momentum* y por la naturaleza del movimiento (Wei *et al.,* 2016); además, no podría ser reproducido por modelos numéricos promediados en la profundidad, aunque su análisis es aún más complejo, por lo que sigue siendo tema de investigación. Una observación es, que el vector de velocidad presenta un comportamiento

diferente cerca de la superficie con respecto al localizado cerca del fondo del canal, ocasionando una desviación del flujo hacia cada una de las márgenes.

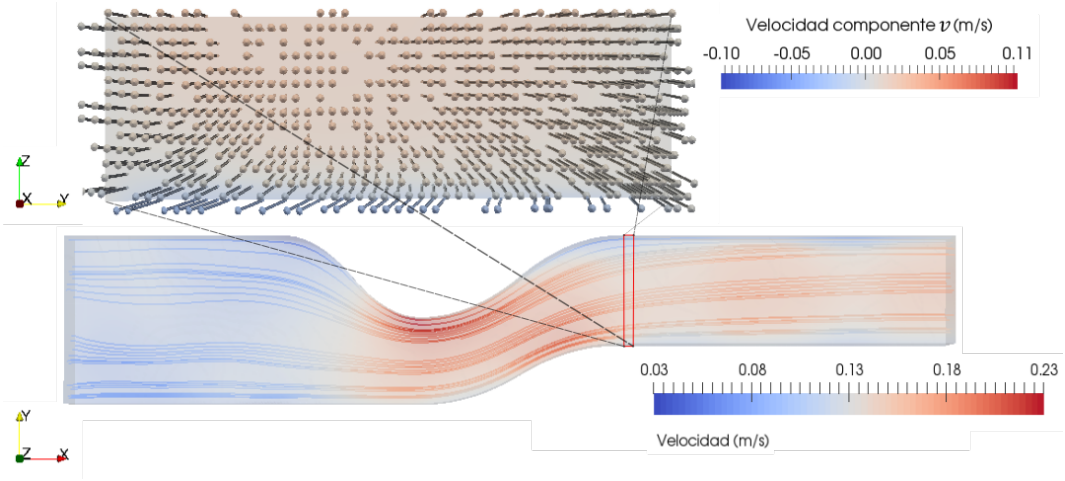


Figura 7.- Líneas de corriente y Flujo helicoidal, sección 11,86 *m*.

Las corrientes secundarias de primer tipo de Prandtl, son identificadas por el sesgo del flujo medio en canales rectangulares curvos, en donde las velocidades secundarias (normales) tienen un orden de magnitud mayor comparadas con las corrientes que aparecen cerca de las equinas (fondo-pared o superficie libre-pared), que llevan a la deformación de la velocidad media, ocasionando los vórtices; a éstas últimas se les llama de segundo tipo y son ocasionadas por el efecto de las paredes (frontera).

El tema de corrientes secundarias y los mecanismos que ocasionan el fenómeno ha sido estudiado por varios autores. Yang (2009) discute que sí los flujos secundarios son inducidos por el desequilibro de los esfuerzos normales de Reynolds ($\overline{v'} - \overline{w'}$) sobre el plano transversal (yz), o son resultado directo del gradiente de esfuerzos turbulentos minimizando la anisotropía de los esfuerzos normales turbulentos. En la solución al problema de corrientes secundarias, plantea una relación de esfuerzos totales con la velocidad normal a la curva, toma en cuenta los esfuerzos viscosos y los de Reynolds, y menciona que los esfuerzos ocasionados por la velocidad media del flujo no son cero si existen corrientes secundarias. Yang (2009), también indica con base en los experimentos de Nezu *et al.* (1985) que las corrientes secundarias nacen en la frontera, ya que es la responsable de la generación de la turbulencia o pequeñas escalas de remolino impulsados por el gradiente normal de la velocidad cercana al fondo o la pared, lo que puede llevar a una separación del flujo o zonas de remolinos, concluyendo que éstos últimos inician por la variación de la velocidad cerca de la frontera y su orientación depende del gradiente de velocidad. De esta forma existe una relación entre la velocidad normal a la pared y $\partial u/\partial z$, si el gradiente tangente a la pared no es cero. Otro factor en la generación de corrientes secundarias, es que el componente w de la velocidad tangente a la pared es distinto de cero, esto es importante porque la energía cinética se transforma en energía térmica y finalmente se disipa por efecto viscoso cerca de la pared. En conclusión, se tendrán corrientes secundarias cuando existan variaciones laterales de la velocidad cerca del fondo.

En la figura 8 se muestran las líneas de corriente del campo de velocidades obtenido del análisis numérico, correspondiente a la versión 3D. En la parte superior las líneas se contraen al entrar a la sección más estrecha, después tienen una desviación hacia la MI (8-a); principalmente las líneas que son más cercanas a la MD. Por otro lado, las líneas de corriente localizadas en el fondo (8-c), se desvían de las líneas de corriente superiores y tienen un mayor gradiente transversal, llegando incluso a cruzar todo el canal, desde la MI a la MD, posteriormente siguen una trayectoria similar a la de la MD; a la salida de la curva el comportamiento es más complicado ya que en planta es posible ver líneas curvas (cerca del fondo) y no rectas (cerca de la superficie), figura 8-c.

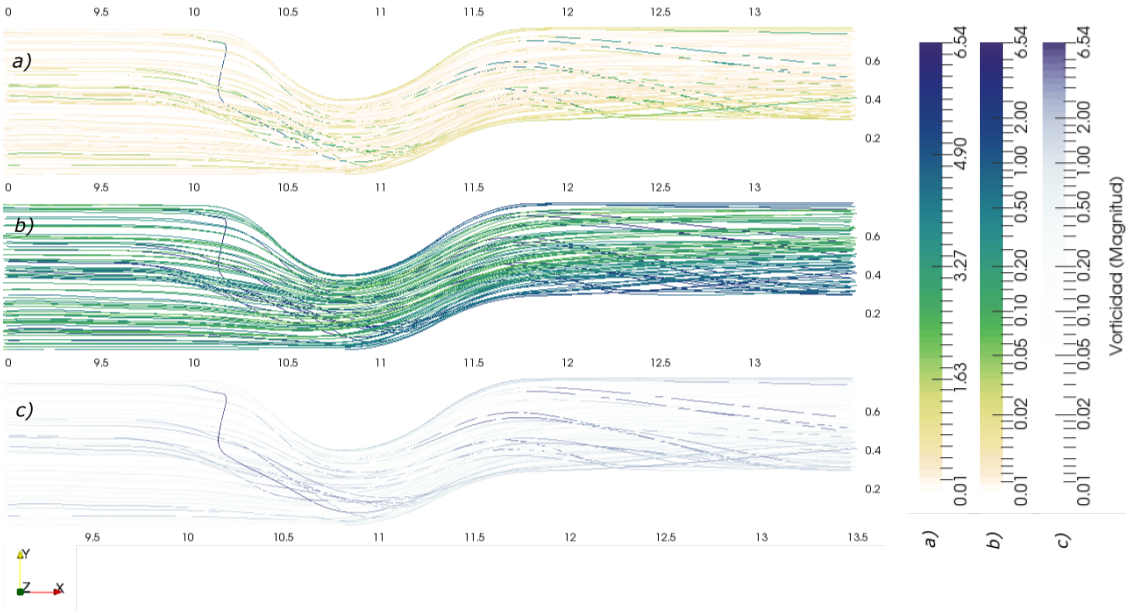


Figura 8.- Líneas de corriente y vorticidad (vista en planta), escenario C1.

En la figura 8-b se presenta una escala logarítmica de la vorticidad, con lo que es posible apreciar las líneas de corriente en la superficie y en el fondo; nótese que la vorticidad en el fondo es mayor que en la superficie. Finalmente en la figura 8-c se aplica un filtro que permite observar las líneas de corriente de mayor vorticidad. En la figura 9 se aprecia, en perspectiva, el comportamiento del flujo mediante las líneas de corriente.

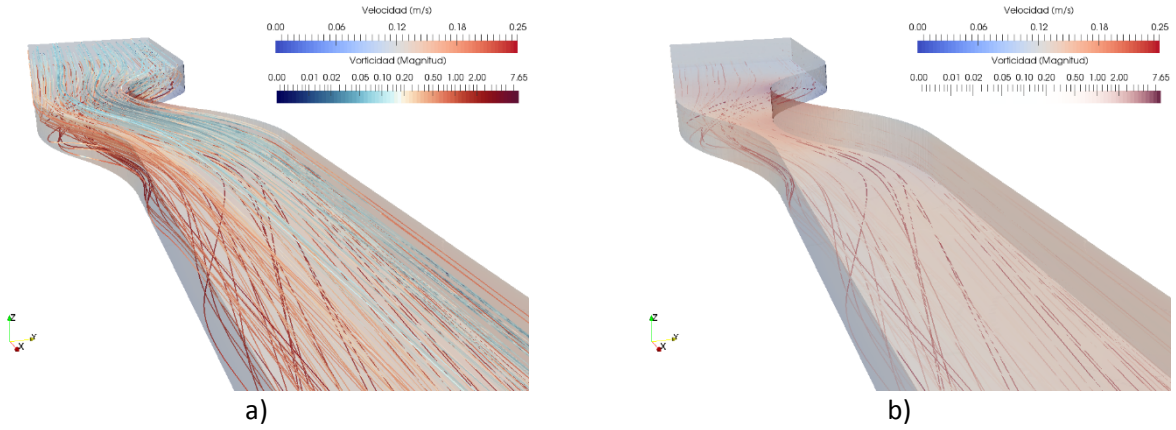


Figura 9.- Líneas de corriente y vorticidad (vista lateral), escenario C1.

CONCLUSIONES

Los resultados de los experimentos permiten concluir que la hipótesis de flujo bidimensional horizontal (2DH) representa adecuadamente el campo de velocidades contenido en el plano localizado al 40% de la profundidad del agua, en gran parte del canal. Sin embargo, existe una zona local en donde el cálculo de la hidrodinámica no es reproducido adecuadamente, debido a que el flujo es notablemente tridimensional. En general, el análisis numérico 2D presenta un error medio global del 7% para el componente $\bar{u}$ y 3% para el componente $\bar{v}$. El análisis numérico 3D muestra una mejor comprensión y visualización del fenómeno y permite identificar que el escenario que no considera modelo de turbulencia ni el efecto de fricción en la pared muestra una menor diferencia en la comparación analizada. Los errores para el componente $\bar{u}$ de la versión 3D son del orden del 8%, ligeramente mayores que en el 2D y para el componente $\bar{v}$ es del orden de 3%, al igual que el componente $\bar{w}$. Se observa que la mayor dispersión de error para el componente $\bar{u}$ se presenta en las

primeras secciones de entrada; por otro lado, las diferencias se incrementan en los extremos y disminuyen en la parte central. En la figura 6 se observa que en la margen izquierda el error presenta un cambio brusco, oscilando alrededor de la medición, esto también se observa en la margen derecha, en las últimas tres secciones en donde se ha detectado un vórtice en la modelación numérica.

En general, los resultados describen con muy buena aproximación a los datos obtenidos en laboratorio y permiten identificar un flujo helicoidal incipiente. En el fondo las líneas de corriente presentan mayor vorticidad comparadas con las que se localizan cerca de la superficie libre y son completamente diferentes. Se puede observar que en el fondo la trayectoria no es simétrica con respecto a las márgenes. Aunque los resultados numéricos son acordes con los experimentales en gran parte del canal, aún no se logra representar adecuadamente el fenómeno localizado en la margen izquierda del mismo.

REFERENCIAS

Abad J.D y García, M.H. (2009). "Experiments in a high□amplitude Kinoshita meandering channel: 1. Implications of bend orientation on mean and turbulent flow structure", *Water Resources Research*, Vol. 45, W02401.

Anderson, S., y Lohrmann, A. (1995). "Open water test of the Sontek acoustic Doppler velocimeter" Proc., IEEE Fifth Working Conf. on Current Measurements, IEEE Oceanic Engineering Society, St. Petersburg, Fla., 188–192.

Blanckaert. K. y Graf, H. (2001). "Mean Flow and Turbulence in Open-Channel Bend", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 127, No. 10, pp. 835-847.

Blanckaert. K. y De Vriend, H. (2004). "Secondary flow in sharp open-channel bends", *Journal of Fluid Mechanics*, Vol. 498, pp. 353-380.

Blanckaert. K. (2010). "Topographic steering, flow recirculation, velocity redistribution, and bed topography in sharp meander bends", *Water Resources Research*, Vol. 46, No. 9, W09506.

Caballero, A., Jiménez, A., Berezowsky, M. y Martínez, A. (2017). "Importancia del tamaño de los elementos de la malla y de la turbulencia en la modelación matemática de la hidrodinámica", Memorias del XXIV Congreso Nacional de Hidráulica, AMH, Acapulco, Guerrero, México.

CHC (2011). *Reference Manual*, National Research Council, Canada.

EDF-R&D. (2014). Software, *TELEMAC MODELLING SYSTEM, 2D hydrodynamics*. User Manual, Release 7.0.

EDF-R&D. (2016). Software, *TELEMAC MODELLING SYSTEM, 3D hydrodynamics*. Operating Manual, Release 7.1.

De Vriend, H. J. (1980). "Velocity redistribution in curved rectangular channels", Journal of Fluid Mechanics, Vol. 107, pp. 423-439.

Demuren, A.O. y Rodi W. (1986). "Calculation of flow and pollutant dispersion in meandering channels", Journal of Fluid Mechanics, Vol. 172, pp. 63–92.

Demuren, A.O. (1993). "A numerical model for flow in meandering channels with natural bed topography", Water Resources Research, Vol. 29, No. 4, pp. 1269–1277.

Ferreira, d. S. A.M. y Ebrahimi, M. (2017). "Meandering Morphodynamics: Insights from Laboratory and Numerical Experiments and Beyond", *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 143, No. 9, pp. 03117005.

Finnie, J. Donnell, B. Letter, J. y Bernard, R. (1999). Secondary Flow Correction for Depth-Averaged Flow Calculations. Journal of Engineering Mechanics. 125 (7).

Gropp W, Lusk E, Skijellum A. (1994). Using MPI: Portable Parallel Programming with the Message-Passing Interface. MIT Press: Cambridge, MA.

Hervouet, J. (2007). *Hydrodynamics of free surface flows*: *Modelling with the finite element method*. John Wiley and Sons. pp.

Huang, S-l (2009), "Three-dimensional numerical modeling of secondary flows in a wide curved channel", Journal of Hydrodynamics, Ser. B, Vol. 21, No. 6, pp. 758-766.

Jamieson, E.C., Post G. y Rennie C.D. (2010). "Spatial variability of three□dimensional Reynolds stresses in a developing channel bend", *Earth Surface Processes and Landforms*, Vol. 35, No. 9, pp. 1029-1043, W09506.

Jiménez, A. y Berezowsky, M. (2004) "Modelación del flujo bidimensional horizontal con coordenadas curvilíneas generales", Serie Investigación y Desarrollo (SID/641), Instituto de Ingeniería, UNAM, México.

Karypis, G. (2013). *A Software Package for Partitioning Unstructured Graphs and Computing Fill-Reduced Orderings of Sparse Matrices*, Version 5.1.0, Department of Computer Science & Engineering. Univesity Minnesota.

Kraus, N.C., Lohrmann A., y Cabrera R. (1994). "New Acoustic Meter for Measuring 3D Laboratory Flows", *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 120, No. 3, pp. 406-412.

Leschziner, M.A, y Rodi, W. (1979). "Calculation of Strongly Curved Open Channel Flow", *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, Vol. 105, No. 10, pp. 1297-1314.

Lien, H. C., Hsieh, T. Y. y Yang J. C. (1999). "Bend-Flow Simulation Using 2D Depth-Averaged Model", *Journal of Hydraulics Engineering*, ASCE, Vol. 125, No. 10, pp. 1097-1108.

Lohrmann, A., Cabrera, R., y Kraus, N.C. (1994). "Acoustic-Doppler Velocimeter (ADV) for Laboratory Use", *Proc. Symp. on Fundamentals and Advancements in Hydraulic Measurements and Experimentation*, ASCE, New York, 351–365.

López, F. y García M.H. (2001). "Mean Flow and Turbulence Structure of Open-Channel Flow through Non-Emergent Vegetation", *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 127, No. 5, pp. 392-402.

McLelland S.J. y Nicholas A. P. (2000). "A new method for evaluating errors in high□frequency ADV measurements", *Hydrological Processes*. Vol. 14, No. 2, pp. 351-366.

Molls, T. y Chaudhry, M. H. (1995). "Depth averaged Open-Channel Flow Model", *Journal of Hydraulics Engineerig*, ASCE, Vol. 121, No. 6, pp. 453-465.

Nezu, I., Nakagawa, H., y Tominaga, A. (1985). "Secondary currents in a straight channel flow and the relation to its aspect ratio". In Turbulent Shear Flows 4. Springer-Verlag. pp. 246–260.

Nezu, I. y Nakagawa, H. (1993). Turbulence in open-channel flows, Balkema, Rotterdam.

Nikora V.I y Goring. D.G., (1998). "ADV Measurements of Turbulence: Can We Improve Their Interpretation?", *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 124, No. 6, pp. 630-634.

Puri, A.N. y Kuo, C.Y. (1985). "Numerical modelling of subcritical open channel flow using the k-epsilon turbulence model and the penalty function finite element technique", *Applied Mathematics Mechanics English Edition*, Vol. 9, Abril, pp. 82-88.

Rozowskii, I.L. (1957). *Flow of water in bends of open channels*, Academy of Sciences of the Ukrainian SSR, Kiev, Ukraine; Publicado por The National Science Foundation, Washington, D.C, The Department of the Interior, USA, y The Israel Program For Scientific Translations, Jerusalem, 1961.

Sandia National Labs, Kitware Inc, y Los Alamos National Labs (2000-2008). Software *Paraview: Parallel visualization application*. Copyright (c), Version 5.1.2. http://paraview.org

Shen, Y.M., Ng, C-O., Ni, H-Q (2003), "3D numerical modeling of non-isotropic turbulent buoyant helicoidal flow and heat transfer in a curved open channel", International Journal of Heat and Mass Transfer, Vol. 46, No. 11, pp. 2087-2093.

Shimizu, Y., Yamaguchi, H., e Itakura, T. (1990). "Three-dimensional computation of flow and bed deformation", *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 116, No. 9, pp. 1090–1108.

Sinha, S.K., Sotiropoulos, F., Odgaard, A.J. (1998). "Three-dimensional numerical model for flow through natural rivers", *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 124, No. 1, pp. 13–24.

SonTek (1997). "Pulse coherent Doppler processing and the ADV Correlation." SonTek Tech. Note, San Diego.

Termini, D. (2009). "Experimental Observations of Flow and Bed Processes in Large-Amplitude Meandering Flume", *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 135, No. 7, pp. 575-587.

Termini, D. y Piraino, M. (2011). "Experimental analysis of cross□sectional flow motion in a large amplitude meandering bend", *Earth Surface Processes and Landforms*, Vol. 36, No. 2, pp. 244-256.

Voulgaris, G., Trowbridge, J.H., (1998). "Evaluation of the acoustic doppler velocimeter (ADV) for turbulence measurements", *Journal of Atmospheric and Oceanic Technology*. Vol. 15, No. 1, pp. 272-289.

Wahl T.L, (2001). "Analyzing ADV Data Using WinADV", Joint Conference on Water Resources Engineering and Water Resources Planning & Management. July 30 - August 2, Minneapolis, Minnesota.

Wei, M., Blanckaert K., Heyman, J., Li, D., y Schleiss, A.J. (2009), "A parametrical study on secondary flow in sharp open-channel bends: experiments and theoretical modelling", Journal of Hydro-environment Research, Vol. 13, pp. 1-13.

Wu, W., Rodi, W. y Wenka, T. (2000), "3D numerical modeling of flow and sediment transport in open channels", *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 126, No. 1, pp. 4–15.

Yang, S. (2009). "Mechanism for initiating secondary currents in channel flows", Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 36, No. 9, pp. 1506-1516.

Ye, J. y McCorquodale, J.A. (1998). "Simulation of curved open channel flows by 3D hydrodynamic model". *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 124, No. 7, pp. 687–698.

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

ESTUDO DE HIDROCICLONE PARA USO NAS ESTAÇÕES DE TRATAMENTO DE ÁGUA EM RIO BRANCO-AC

[1]Jessica Karine Barros Silva, [1]Camilo Lelis Gouveia, [2]Livia Jacobini; [3]Rodrigo Otávio Peréa Serrano e [4]Ana Leticia Pliz de Castro

[1]Laboratório de Hidráulica (Curso de Engenharia Civil) da Universidade Federal do Acre (UFAC), Brasil; [2]Laboratório de Cartografia (Curso de Geografia) da Universidade Federal do Acre (UFAC), Brasil. [3]Laboratorio de Hidráulica e Recursos Hídricos (CPH) da Universidade Federal de Belo Horizonte (UFMG), Brasil; [4]Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP), Brasil,
E-mail: jessicakarinee@live.com; camilolelis@ufac.br; ropereas@gmail.com; analetciapilz@gmail.com

RESUMO:

A qualidade da água bruta é um dos fatores determinantes na escolha do método a ser implantado no seu tratamento. As águas superficiais, comumente utilizadas na região amazônica para abastecimento urbano, apresentam grande quantidade de sólidos em suspensão, que interferem na turbidez da água e no seu processo de tratamento. O pré-tratamento com utilização de hidrociclone aplicado na entrada de água bruta da Estação de Tratamento de Água – ETA, pode ser uma alternativa para reduzir as concentrações de sólidos suspensos, reduzindo os custos de tratamento e o desgaste dos sistemas de bombeamento. Assim, para este trabalho, produziu-se e testou-se um protótipo de hidrociclone, com a finalidade de analisar sua eficiência no pré-tratamento das águas do Rio Acre, utilizadas no abastecimento urbano da cidade de rio Branco. Nesta analise foram utilizadas amostras de água bruta do Rio Acre, onde obteve-se uma eficiência de separação de 98,95% para a amostra 1, 99,21% para a amostra 2 e 99,35% para a amostra 3. A eficiência de separação das partículas em suspensão, indica o potencial da utilização do hidrociclone no pré-tratamento da água.

ABSTRACT:

The quality of raw water is one of the determining factors in the choice of method to be implanted in its treatment. The surface waters, commonly used in the Amazon region for urban supply, have a large amount of suspended solids, which interfere with the turbidity of the water and its treatment process. Pretreatment with the use of hydrocyclone applied at the raw water inflow of the ETA Water Treatment Plant may be an alternative to reduce suspended solids concentrations, reducing treatment costs and wear of pumping systems. Thus, for this work, a prototype of hydrocyclone was produced and tested, in order to analyze its efficiency in the pre-treatment of the waters of the Acre River, used in the urban supply of the city of Rio Branco. Nesta análise, foram utilizadas amostras de água bruta do rio Acre, onde obteve-se uma eficiência de separação de 98,95% para a amostra 1, 99,21% para a amostra 2 e 99,35% para a amostra 3. The separation efficiency of the suspended particles indicates the potential of the use of the hydro-cyclone in the pre-treatment of water.

PALABRAS CLAVES: Hidrociclone; sólidos suspensos; turbidez.

INTRODUÇÃO

O processo de tratamento de água é uma sequência de operações que visam à eliminação de certas impurezas e/ou à correção de algumas características que a tornariam inadequada para determinado fim. A água bruta dos mananciais destinada ao consumo humano passa por tratamento que visa a sua adequação aos padrões de potabilidade tornando-a, assim, propícia às atividades humanas.

Alguns mananciais registram elevadíssimos níveis de sólidos suspensos e de turbidez, que dificultam o funcionamento da estação de tratamento de água. Assim, dependendo da qualidade da água bruta, o sistema de tratamento convencional de água necessitará ser precedido por um processo de pré-tratamento (MEDEIROS FILHO, 2010).

O pré-tratamento, ao reduzir o teor de sólidos suspensos e a turbidez, contribui para a utilização de menores dosagens de coagulantes, gerando economia no processo de tratamento. Além disso, ao reduzirem-se os possíveis abrigos para microrganismos, aperfeiçoa-se o processo de desinfecção e melhora-se a qualidade microbiológica da água. É propiciada também a proteção às tubulações, bombas e outros equipamentos do sistema contra o desgaste excessivo por abrasão, produzido pelo excesso de material suspenso (MEDEIROS FILHO, 2010; SERRANO et al., 2016).

Os hidrociclones surgiram como uma opção viável de pré-tratamento da água, pois são capazes de fazer a retirada das partículas em suspensão por ação da força centrífuga gerada em seu interior. Soccol (2003) construiu e avaliou um hidrociclone como método de pré-filtragem da água utilizada em irrigação. Em seu experimento foram utilizados dois materiais com granulometria diferente: areia e silte. Os resultados obtidos mostram uma eficiência média de separação de 82% e 37% para as suspensões de areia e silte, respectivamente. Através dos resultados dos estudos realizados, conclui-se que o hidrociclone poderia ser uma alternativa eficiente para o pré-tratamento da água bruta.

Segundo Svarovsky (1984 apud MARTINS et al., 2014), a suspensão, dotada de uma energia de pressão, é injetada tangencialmente no hidrociclone através do duto de alimentação, gerando uma aceleração centrífuga (várias vezes maior que a aceleração gravitacional), induzindo-a a realizar um movimento rotacional ao longo da trajetória. Esse movimento em vórtice acontece devido à sua geometria e à alimentação tangencial do fluido. Devido às forças centrífugas, as partículas maiores e mais densas são aceleradas e arremessadas em direção à parede formando um vórtice descendente, arrastando-as até a saída inferior.

Assim, a utilização de pré-tratamento no abastecimento de água seria viável após sua perfeita adaptação às características da água do manancial e que atendesse aos requisitos técnicos e econômicos.

Neste estudo, considerou-se a utilização do hidrociclone no pré-tratamento de água para abastecimento público na cidade de Rio Branco – Acre, que utiliza o Rio Acre como manancial de captação.

Os principais rios que drenam o estado do Acre são classificados como rios de águas brancas (limnologicamente são eutróficos). Estes rios apresentam em suas águas grande carga de sedimentos na fração silte-argila como material em suspensão; podendo na região amazônica ser comparados ao caudal Solimões-Amazonas (Rego et. al 2004). Os sedimentos praianos da bacia do rio Acre foram caracterizados como arenosos finos a sílticos com fragmentos de ossos fósseis, angulosos com pouca esfericidade, constituídos de quartzo, feldspatos esmectita, illita e caulinita (ALMEIDA, 2004; SERRANO, 2017).

Furtado & Marques (2005) encontraram valores de pH entre 6,25 e 7,75 no estudo das águas do Rio Acre no entorno urbano de Rio Branco identificando nitidamente os valores mais baixos de pH nos períodos de cheia e os mais altos na seca e vazante.

Dessa forma, esse artigo analisa a viabilidade da utilização de hidrociclones para a remoção de partículas sólidas em suspensão na água, como pré-tratamento de água para o abastecimento publico.

METODOLOGIA

A separação dos sedimentos dragados compreende um pré-tratamento para separar sólidos dos líquidos através de um tratamento primário para diminuir os níveis de contaminação que podem vir incrustados nos sedimentos.

Um dos processos mais comuns é baseado na separação de solido-liquido é o uso de um hidrociclone. Um hidrociclone usa força centrífuga para separar sólidos de correntes líquidas (Svarovsky, 2000). Não tem partes móveis, opera de forma simples, tem menos requisitos de espaço e é um dispositivo menos dispendioso.

Muitos grupos tentaram melhorar a eficiência do hidrociclone para a separação de solidos líquidos (Wu et al., 2012; He et al., 2013; Vieira and Barrozo, 2014; Liu et al., 2015). A aplicação de hidrociclone em sedimentos tem sido relatada por diversos pesquisadores (Liu et al., 2015; Park et al., 2006; Park et al., 2013). Especialmente, Park et al. (2006) relataram que a taxa de redução de volume de sedimentos dragados pelo hidrociclone foi de aproximadamente 90% (v/v).

Baseado na pesquisa bibliográfica do tratamento de água por ciclo completo em ETA convencional, nas características das águas do rio Acre e nos sistemas de pré-tratamento, realizou-se o dimensionamento de um protótipo de hidrociclone adaptado (Liu et al., 2015), principalmente, às características granulométricas das partículas em suspensão.

Os procedimentos foram conduzidos nas dependências do Laboratório de Hidráulica da Universidade Federal do Acre. Para a realização do experimento montou-se uma bancada de ensaio, conforme a figura 1, que mostra os seguintes equipamentos: Reservatório de alimentação com capacidade de 10 litros; hidrociclone; bomba; tubulação de alimentação; tubulação do concentrado; tubuçlação do diluído; tripé; registro.



Figura 1.- Bancada experimental montada (Barros, 2018).

O protótipo de hidrociclone foi confeccionado em chapas de alumínio medindo 8,75 cm de raio superior, 1,75 cm de raio inferior e 87,5 cm de comprimento, baseado nas relações de Rietema. Ele contém uma parte cônica unida a uma parte cilíndrica, na qual existe uma tubulação de entrada (Duto de alimentação) por onde a amostra de água do Rio Acre passa, vinda de um tanque. Em sua parte superior há uma tubulação de saída (Duto do diluído, Vórtex finder), para a água pré-tratada e na parte inferior outra tubulação (Duto do concentrado) para a saída de água com sedimentos, com maior concentração de partículas (Ápex), como demostrado na figura 2.



Figura 2.- Componentes do hidrociclone (Barros, 2017).

Procedimento experimental

O hidrociclone foi conectado a uma bomba centrífuga, por meio do Duto de alimentação, para introdução da amostra de água do rio Acre, na corrente de alimentação. Durante o experimento em bancada, com o pleno funcionamento da bomba, coletaram-se três amostras: uma do reservatório de alimentação, e as outras duas nas saídas do duto do diluído e duto concentrado. Essa coleta foi repetida três vezes, totalizando 09 amostras conforme recomendado por LIMA (2016).

Depois de realizado o experimento com o hidrociclone, deu-se início a análise das amostras coletadas, através da determinação da concentração de sólidos na saída do diluído e no reservatório de alimentação, com objetivo de verificar sua eficiência de funcionamento.

As amostras coletadas no reservatório de alimentação e no duto do diluído apresentavam características presentes na agua do Rio Acre.

A bacia do Rio Acre drena um substrato formado em grande parte por unidades geológicas muito jovens, a Formação Solimões e os Terraços Aluvionares Antigos que acompanham as principais drenagens e os sedimentos recentes dos rios (Almeida et. al. 2004).

Os sedimentos praianos da bacia do rio Acre foram caracterizados como arenosos finos a sílticos com fragmentos de ossos fósseis, angulosos com pouca esfericidade, constituídos de quartzo, feldspatos esmectita, illita e caulinita (Almeida, 2004).

Após pesar as amostras em balança digital de precisão, estas foram colocadas em estufa para secagem total da água. Depois de 24 horas as amostras de sedimentos foram pesadas e calculadas as porcentagens de sólidos totais em cada uma, através da equação (1).

De posse dos valores de concentração, calculou-se a eficiência de separação do hidrociclone, sendo:

$$E = \frac{C_{diluído}}{C_{alimentação}} x\ 100 \qquad [1]$$

Onde:

E = eficiência de separação (%);

$C_{diluído}$ = concentração no duto do diluído (g);

$C_{alimentação}$ = concentração no duto de alimentação (g).

RESULTADOS DISCUSSÃO

As amostras passaram pelo processo de secagem em estufa e posteriormente procedeu-se a pesagem do material sólido contido nelas. A Tabela 1 apresenta os valores de massa obtidos, bem como a média das três amostras.

Tabela 1.- Eficiência de separação nas amostras coletadas.

Amostra	Massa no alimentador	Massa no diluído (g)
1	20,95	0,22
2	20,19	0,16
3	19,92	0,13
MÉDIA	20,35	0,17

Através da relação entre a concentração de massa no duto do diluído e a concentração de massa no duto de alimentação, calculou-se a eficiência do funcionamento do hidrociclone para separação de partículas sólidas em suspensão na água.

A simulação de laboratório com o uso de águas do rio Acre obteve como resultado de eficiência de 98,95% para a amostra 1, 99,21% para a amostra 2, 99,35% para a amostra 3 e eficiência média de 99,16%. Esses valores se aproximam daqueles encontrados por LIMA, 2016, que ao estudar a eficiência do hidrociclone em águas de rios em solos sedimentares concluiu que a eficiência de separação para a suspensão de areia ficou entre 90,78% e 95,63%, tendo uma eficiência média de 93,77%, eficiência próxima ao encontrado por Park et al. (2006).

Os resultados obtidos nos ensaios revelam que a utilização do hidrociclone para a remoção de partículas sólidas em suspensão na água, como pré-tratamento de água para o abastecimento publico é eficiente. Com a remoção das partículas o teor de sólidos suspensos e a turbidez da água reduzirão, o que contribui para a utilização de menores dosagens de coagulantes, e consequentemente gerará diminuição dos custos e economia no tratamento.

O protótipo, que foi produzido e testado no laboratório de Hidráulica da UFAC, deverá ser dimensionado para atender a vazão das estações de tratamento de Rio Branco, podendo-se prever até a utilização de séries de hidrociclones com remoção gradativa de sedimentos em ordem decrescente de diâmetros.

CONCLUSÕES

- A construção do hidrociclone é considerada simples e tem baixo custo.
- A análise das amostras coletadas no processo de pré-tratamento, mostram a eficiência de separação das partículas em suspenção pela ação centrifuga do equipamento.
- Com uma eficiência média de separação de 99,16% verificada com a relação entre a amostra do duto do diluído e a amostra do alimentador, é comprovado o potencial de utilização do hidrociclone como método de pré-tratamento da água nas ETAs de Rio Branco.
- O emprego do hidrociclone pode proporcionar a redução da utilização de coagulantes utilizados no tratamento da água para abastecimento público, proporcionando a redução dos custos das estações de tratamento de água.

AGRADECIMENTOS

Os autores manifestam seus agradecimentos ao CNPq, CAPES e UFAC pelo suporte financeiro para realização desse trabalho e também aos laboratórios de Hidráulica e Solos do Curso de Engenharia Civil da UFAC, pelo apoio técnico e experimental.

REFERENCIAS

Almeida, H. D. F.; Costa, M.l.; Rego, J.A.R.; Costa, A.M.; Martins, M. M. M.; Oliveira, M.S.; Angelica, R.S. (2014). "Mineralogia e composição química dos sedimentos praianos dos rios que drenam o estado do acre: implicações sobre o intemperismo na área fonte e importância para agricultura e o ambiente". XLII Congresso Brasileiro de Geologia, Araxá, Minas Gerais.

Castilho, L.R.; Medronho, R.A. (2000). "A simple procedure for design and performance prediction of Bradley and Rietema hydrocyclones. Minerals Engineering",vol.13.

Furtado, C. de M. (2005). *Caracterização limnológica e avaliação da qualidade da água de um trecho urbano do Rio Acre, Rio Branco-Ac, Brasil*. 58p. Dissertação (Mestrado em Ecologia e Manejo de Recursos Naturais) – Pró-Reitoria de Pesquisa e Pós-Graduação, Universidade Federal do Acre, Rio Branco-Ac. Orientadora: Profª. Dra. Maria Rosélia Maeques Lopes.

Lima, C. P. (2016). "Utilização de hidrociclones em estações de tratamento de água".48p.

He, F.; Zhang, Y.; Wang, J.; Yang, Q.; Wang, H.; Tan, Y. (2013). "Flow patterns in minihydrocyclones with different vortex finder depths". Chem. Eng. Technol 36, p.1935-1942. DOI: https://doi.org/10.1002/ceat.201300204

Liu, Y.; Cheng, Q.; Zhang, B.; Tian, F. (2015). "Three-phase hydrocyclone separator- a review". Chem. Eng. Res. Des. 100, p.554-560. DOI: https://doi.org/10.1016/j.cherd.2015.04.026

Martins, M. P. B.; Silva, N. K.G.; Barrozo, M. A. S. "Análise do diâmetro do orifício de underflow em um hidrociclone filtrante ótimo". *In: CONGRESSO.*

Park, J.J.; Hwang, S.G;, Shin, E.C. (2013). "A study on the particle separation technology of contaminated dredged sediments". J. Korean Geosynth. Soc. 12, 87e94. DOI: DOI: http://dx.doi.org/10.12814/jkgss.2013.12.3.087

Park, K.H.; Lee, J.H.; Bae, B.H.; Kim, Y.H.; Choung, Y.K. (2006). "Use of hydrocyclone and flotation column for reducing the volume of contaminated dredged materials". Water Sci. Technol. 53, p.151-157. DOI: https://doi.org/10.1165/rcmb.2005-0332OC

Medeiros Filho, C. F. de. (2010). *Abastecimento de Água*. Campina Grande: UFCG.

Rego, J.A.R.; Costa, M.L.; Almeida, H.F.D.; Brado, E.S. (2004). "Aspectos físico-quimicos e considerações geoquímicas sobre as águas fluviais do acre" *XLII Congresso Brasileiro de Geologia, SBG, Araxá, Minas Gerais*.

Serrano, R.O.P. (2017). *Metodologia para avaliacao de desgaste abrasivo em pas de rotor de bombas centrifugas de estacao elevatoria*. Tese, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte - MG, Brasil, 121 p. http://www.bibliotecadigital.ufmg.br/dspace/handle/1843/BUBD-AVSKS6

Serrano, R.O.P; Santos L.P; Viana, E.M.F.; Pinto, M.A.; Martinez, C.B. (2018). "Case study: Effects of sediment concentration on the wear of fluvial water pump impellers on Brazil's Acre River". *Wear*, v. 408-409, p. 131-137. DOI: https://doi.org/10.1016/j.wear.2018.04.018

Soccol, O. J. (2003). *Construção e avaliação de hidrociclone para pré-filtragem da água de irrigação. 2003. 109 f.* Tese (Doutorado em Agronomia) – Escola Superior de Agricultura Luiz de Queiroz – Piracicaba.

Svarovsky, L. (1984) "Hydrocyclones". Londres: Holt, Renehart and Winston.

Vieira, L.G.M.; Barrozo, M.A.S. (2014). "Effect of vortex finder diameter on the performance of a novel hydrocyclone separator". Miner. Eng. 57, p.50-56. DOI: https://doi.org/10.1016/j.mineng.2013.11.014

Wu, L.; Long, T.; Lu, X. (2012). "Improvement of separation efficiency and production capacity of a hydrocyclone". Water Sci. Technol. 12, p.281-299. DOI: https://doi.org/10.2166/ws.2011.083

IAHR **AIIH**

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

VALIDACIÓN DE UNA MODELACIÓN NUMÉRICA TRIDIMENSIONAL DEL FLUJO ALREDEDOR DE UNA PILA CILÍNDRICA CON DATOS EXPERIMENTALES

Pozzi Piacenza Cecilia[1], Massó Leandro[1], Ragessi I. Matias[1], Patalano Antoine[1], García Carlos M.[1], Marquez Damian Santiago[3], Fernández Roberto[2], García Marcelo H.[2].

1 Centro de Estudios y Tecnología del Agua (CETA), Laboratorio de Hidráulica (LH), FCEFyN, UNC. Av. Filloy s/n, Ciudad Universitaria, CP 5000, Córdoba, Argentina.

2 Laboratorio Ven Te Chow Hidrosistemas, Universidad de Illinois, Urbana-Champaign, Estados Unidos.

3Centro de Investigación de Métodos Computacionales, Predio CONICET Santa Fe, Colectora Ruta Nac 168, Km 472, Paraje El Pozo, 3000 Santa Fe, Argentina

E-mail: cecilia.pozzi.picenza@unc.edu.ar

RESUMEN:

En este trabajo se analiza la hidrodinámica del flujo alrededor de una pila cilíndrica ubicada en un canal a superficie libre de laboratorio. El abordaje utilizado en este estudio es de tipo experimental y numérico. Para la condición de flujo estudiada en este artículo primero se desarrolló un análisis experimental del flujo a través de filmaciones de la superficie libre realizadas con una cámara de video identificando los patrones del flujo a través del seguimiento de partículas sembradas a modo de trazadores. Los videos se procesaron con las herramientas PIVlab, PTVlab y RIVeR. Además se realizaron simulaciones numéricas del flujo implementando un modelo numérico en tres dimensiones de tipo LES. Se utilizó como herramienta el código libre y abierto OpenFOAM® (Open Field Operation and Manipulation). En los análisis experimental y numérico se determinaron los campos de velocidades superficiales instantáneos y promedio en la región inmediatamente aguas abajo de la pila. Además se compararon los campos de velocidades longitudinales, los tiempos característicos de las estructuras coherentes y las frecuencias de desprendimiento de vórtices (a partir de estos datos se calculó el número de Strouhal) obtenidos del modelo numérico y del ensayo experimental. Los resultados arrojan un muy buen acuerdo entre los datos experimentales y numéricos.

ABSTRACT:

This study presents an experimental and numerical analysis of the flow hydrodynamics behind a cylindrical pier in a laboratory open channel flume. Experimental measurements were conducted with surface particle tracking techniques. Specifically, images from a video of the particle-seeded flow behind the pier were analyzed with PIVlab, PTVlab and RIVeR. 3D-LES numerical simulations of the flow were conducted in OpenFOAM® (Open Field Operation and Manipulation). Measured data was used to determine the mean flow velocities, coherent flow structure characteristics, vortex shedding frequencies, and Strouhal numbers at different locations behind the pier. Comparison between the measured and modeled data show very good agreement.

PALABRAS CLAVES: hidrodinámica; PIVlab; OpenFOAM®; Strouhal

INTRODUCCIÓN

Uno de los flujos más estudiados y analizados en la mecánica de los fluidos es el presente en las inmediaciones de una pila, despertando históricamente el interés de los científicos. Con el advenimiento de la mecánica computacional este flujo típico de la mecánica de los fluidos se ha convertido en un elemento de testeo de las modelaciones numéricas. Al margen de representar un caso de referencia en sí mismo se está evaluando la posibilidad de utilizar, en este caso, la frecuencia de desprendimiento de vórtices como una medición indirecta de la velocidad de aproximación del flujo, la cual se puede caracterizar a través del número de Strouhal si se valida el comportamiento de ese número para distintas condiciones de flujo. .

En este trabajo se presenta la modelación numérica tridimensional del comportamiento hidrodinámico del flujo alrededor de una pila cilíndrica. La validación de las distintas simulaciones se realiza a través del contraste con datos experimentales obtenidos de la caracterización de dicho flujo en una instalación experimental de laboratorio a través de técnicas de Velocimetría por Imágenes de Partículas (marco de referencia Euleriano) y Velocimetría por Seguimiento de Partículas (marco de referencia Lagrangiano) ambas implementadas en Gran Escala (LSPIV y LSPTV).

INSTALACIÓN EXPERIMENTAL

El experimento se realizó en el canal a superficie libre del Laboratorio Ven Te Chow, de la Universidad de Illinois en Urbana-Champaign, EEUU. El canal posee por dimensiones 1,82 m de ancho y 19 m de longitud. La condición de flujo estudiada fue con un caudal de 0,17 m³/s y un tirante de 70 cm. Se ubicó en la mitad del ancho una pila de hormigón de 45,72 cm de diámetro a 12,20 m de distancia desde la entrada de agua al canal (Figura1).



Figura 1.- Canal de Laboratorio Ven Te Chow Hidrosistemas, Universidad de Illinois en Urbana-Champaign, EEUU.

Los videos se filmaron con una cámara de video modelo Sony Alpha 5000, con una resolución de 1920x1080. Se utilizaron a modo de trazadores el sembrado de dos tipos de partículas diferentes, esferas de poliestireno expandido (Ø 10 mm) y partículas de cera (Ø 5 mm), las cuales fueron arrojadas en simultáneo.

La extracción de imágenes se realizó en escala de grises a través del software RIVeR v2.2 (Patalano et al., 2017), con una frecuencia de 15 imágenes por segundo. Se procesaron con la herramienta PIVlab (Thielicke y Stamhuis 2014), determinándose los campos de velocidades superficiales en la región inmediatamente aguas abajo de la pila y el campo promedio de velocidades con las partículas de cera. Una vez obtenidos los campos de velocidades se registraron series de tiempos de las componentes longitudinales y transversales del vector velocidad en diez puntos ubicados aguas abajo del obstáculo, en particular a lo largo de la zona de estancamiento y de la interfaz de mezcla. La ubicación de los puntos de medición se muestra en la Figura 2. El tiempo de medición fue de 65 segundos con una frecuencia de 15Hz. Todos estos datos se extrajeron mediante el software RIVeR v2.

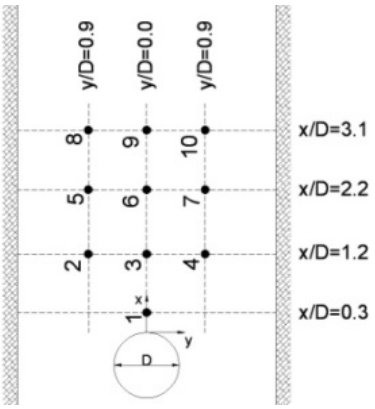


Figura 2.- Localización de los puntos en donde se obtuvieron las series de tiempo de la velocidad.

MODELO NUMÉRICO

En este trabajo se ha utilizado un modelo numérico computacional de simulación de las ecuaciones que describen el flujo turbulento utilizando un esquema de volúmenes finitos, desarrollado en el código libre y abierto OpenFOAM(R) (Open Field Operation and Manipulation, OpenFOAM Team, 2007). Este modelo se ha utilizado para una configuración tridimensional del dominio. La configuración corresponde a un modelo de tipo LES para flujo incompresible en una sola fase en condiciones de densidad y viscosidad constantes. Se establecieron condiciones iniciales y de borde para las variables: presión y velocidad instantánea que para este caso de hace igual al valor medio medido en el flujo de aproximación. Se estableció como valores iniciales iguales a cero las variables en todo el dominio salvo las zonas donde se definieron condiciones de borde específicas.

Las condiciones de borde utilizadas son:

- Condiciones a la entrada: gradiente de presión nulo y valores de velocidad media medidos experimentalmente.
- Condiciones a la salida: se estableció gradiente de velocidades igual a cero.
- Condiciones en paredes y fondo: gradiente de presión nulo y velocidades iguales a cero. Se utilizó la función de pared nutUSpaldingWallFunction de la biblioteca de OpenFOAM(R), con los ajustes de Márquez Damián y Nigro (2010).
- Condiciones en superficie libre: se impuso, basados en que los resultados experimentales no evidencian oscilaciones en la superficie libre, una superficie rígida sin esfuerzos de corte (con deslizamiento) para que no afecte al flujo interno (la condición slip en inglés). De esta manera es posible simplificar el modelo de dos fases (agua-aire) a una fase (agua), al simular la superficie libre. Esta simplificación permite reducir el esfuerzo computacional necesario y trabajar con un modelo menos complejo respecto a las condiciones de borde, parámetros físicos y ecuaciones a resolver.

De dicho modelo se extrajeron las series de tiempo del vector velocidad en los puntos indicados en la Figura 1, perfiles transversales y longitudinal en las mismas localizaciones.

El dominio de cálculo que conforma la malla de volúmenes finitos, está integrado por hexaedros de tamaño variable, fue realizado utilizando snappyHexMesh de OpenFOAM®. El dominio de cálculo tiene 1,815 m de ancho, 6,872 m de largo y 0,70 m de alto (coordenadas x, y, y z respectivamente). Se han utilizado, en planta, elementos de un tamaño mínimo de 2 mm de lado a un máximo de 2 cm. Los elementos de menores dimensiones se utilizaron en las áreas de mallado ubicadas alrededor de la pila. Se trabajó incrementando en forma gradual el tamaño de los elementos en las zonas de menor interés del dominio. La malla de volúmenes finitos cuenta con 44.097.312 elementos. Dada la magnitud del dominio las simulaciones se han realizado paralelizando el cálculo en los clusters Mendieta de FAMAF (Facultad de Matemática, Astronomía y Física, UNC) y Yaku del Laboratorio de Hidráulica de la FCEFyN (Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, UNC). Una corrida de 150 seg requiere de un tiempo de 1 semana

aproximadamente de cálculo, descomponiendo el dominio entre 64 y 80 procesadores según el caso. El paso de tiempo utilizado en las modelaciones fue Δt de 0,01 s. Un detalle de la malla de volúmenes finitos se observa en la Figura 3.

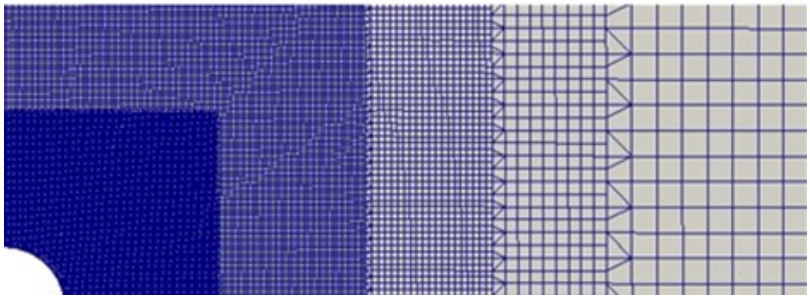


Figura 3.- Detalle malla de volúmenes finitos.

RESULTADOS

En la Figura 4 se muestra una imagen, aún sin rectificar, correspondiente a la filmación del experimento, en ella se observan las partículas (esferas de poliestireno expandido de Ø 10 mm y partículas de cera Ø 5 mm), las cuales fueron arrojadas en simultáneo. En la imagen resultante se pueden visualizar los procesos turbulentos presentes en la interfaz de mezcla aguas abajo de la pila. Se puede observar en la figura el proceso de formación y desprendimiento de vórtices aguas abajo de la pila.

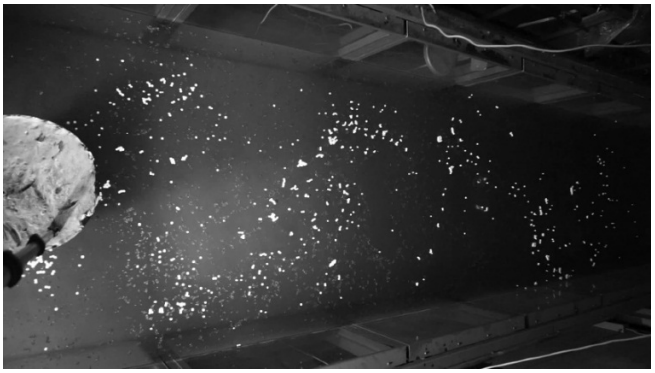


Figura 3.- Visualización del flujo aguas abajo de la pila cilíndrica.

En la Figura 4 se muestra una imagen de las trayectorias de las partículas obtenidas mediante RIVeR 2.0. En la figura se observa la zona de estancamiento y el proceso de formación y desprendimiento de vórtices presentes en la interfaz de mezcla aguas abajo de la pila.

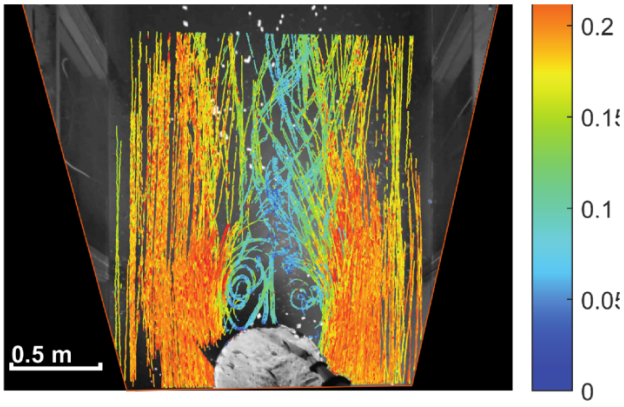


Figura 4.- Trayectorias de partículas rectificadas obtenidas por RIVeR 2.0 (procesamiento en PTVlab).

Como se mencionó anteriormente se realizaron simulaciones numéricas del flujo implementando un modelo numérico en tres dimensiones. En la Figura 5 se muestra el campo instantáneo de las magnitudes de velocidades de flujo [m/s] en la pila. En la figura se observa la zona de estancamiento y el proceso de formación y desprendimiento de vórtices presentes en la interfaz de mezcla aguas abajo de la pila. Observar también cómo la presencia de las paredes del canal afectan el desarrollo de los macrovórtices que se generan aguas abajo a una distancia de aproximadamente de tres diámetros.

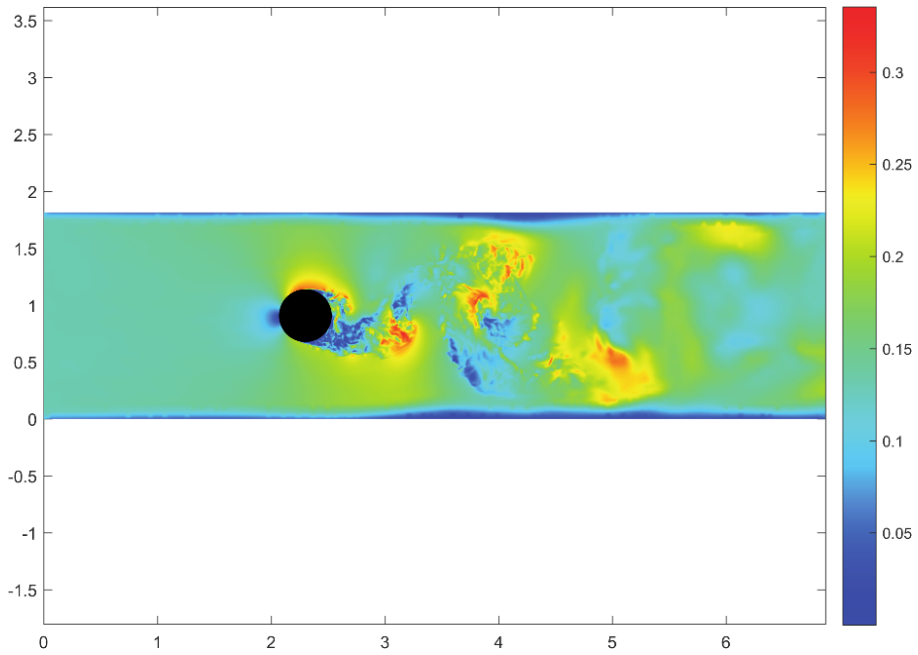


Figura 5.- Campo instantáneo de las magnitudes de velocidades de flujo [m/s] para la pila. Los ejes horizontal y vertical representan las dimensiones del dominio en metros.

En la Figura 6 se observa un detalle del patrón de flujo desarrollado inmediatamente aguas abajo de la pila.

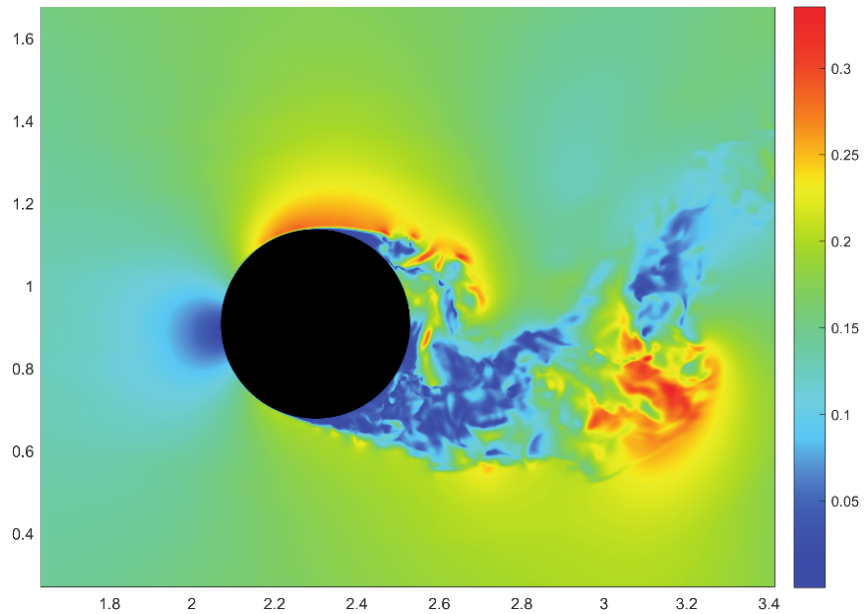


Figura 6.- Campo instantáneo de las magnitudes de velocidades de flujo [m/s] para la pila. Los ejes horizontal y vertical representan las dimensiones del dominio en metros.

Este campo de flujo modelado numéricamente presenta visualmente un muy buen acuerdo con el observado experimentalmente representando las principales características del flujo: zonas de estancamiento; de aceleración del flujo, de generación y de desprendimiento de vórtices.

En la Figura 7 se muestran los valores del perfil de velocidad longitudinal media adimensional (U/Um) para los puntos ubicados en el eje longitudinal del canal y también la distancia adimensional desde la pila en función del diámetro D de la pila (ver Figura 2). Se presentan los resultados obtenidos a través del modelo numérico. Se observa también el perfil obtenido por LSPIV. También se presentan en una comparación con datos experimentales obtenidos por Herrero (2014), que ha realizado las mediciones con UVP en la zona de mezcla, y datos experimentales obtenidos por Loureco y Shih (1993).

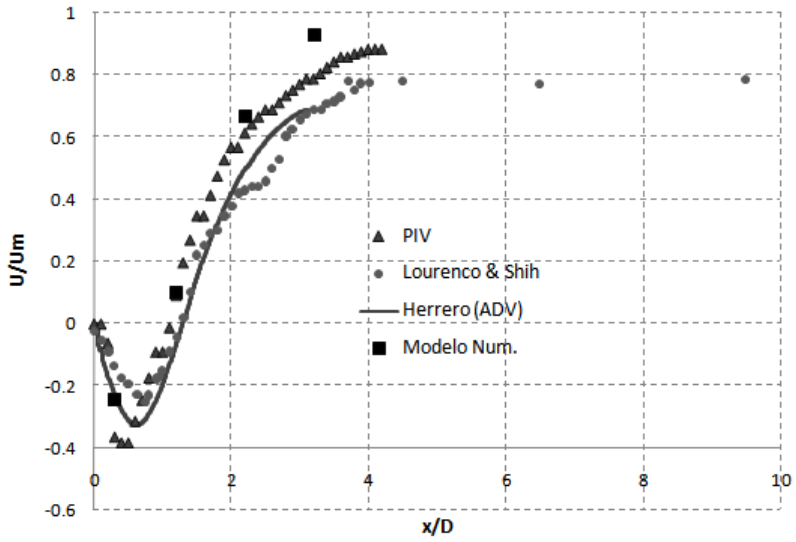


Figura 7.- Evolución de la velocidad media longitudinal a lo largo de la línea central del canal.

Se observa una zona de velocidades negativas en la zona de estancamiento aguas abajo de la pila producto de la recirculación del flujo. Esta zona se extiende aproximadamente 1,1D aguas abajo del obstáculo tanto en el modelo numérico como en el experimental.

En las Figuras 8 y 9 se muestran (para algunas de las localizaciones de la Figura 2) los perfiles de velocidad medida adimensionalizados extraídos del modelo numérico en comparación con el perfil medio adimensionalizado experimental. Se observa una buena caracterización del flujo en la zona de estancamiento así como también en la zona de la interfaz de mezcla.

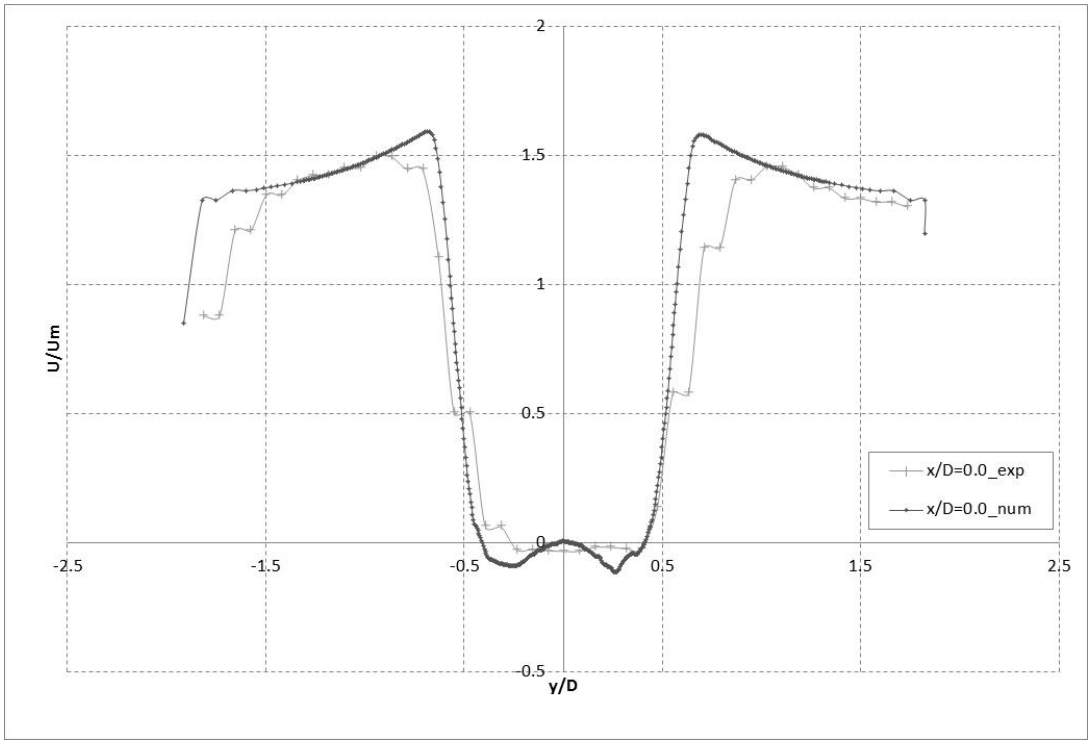


Figura 8.- Perfiles (numérico y experimental) de velocidad transversal del flujo adimensionalizados respecto a la velocidad media de aproximación. Localización x/D=0.0

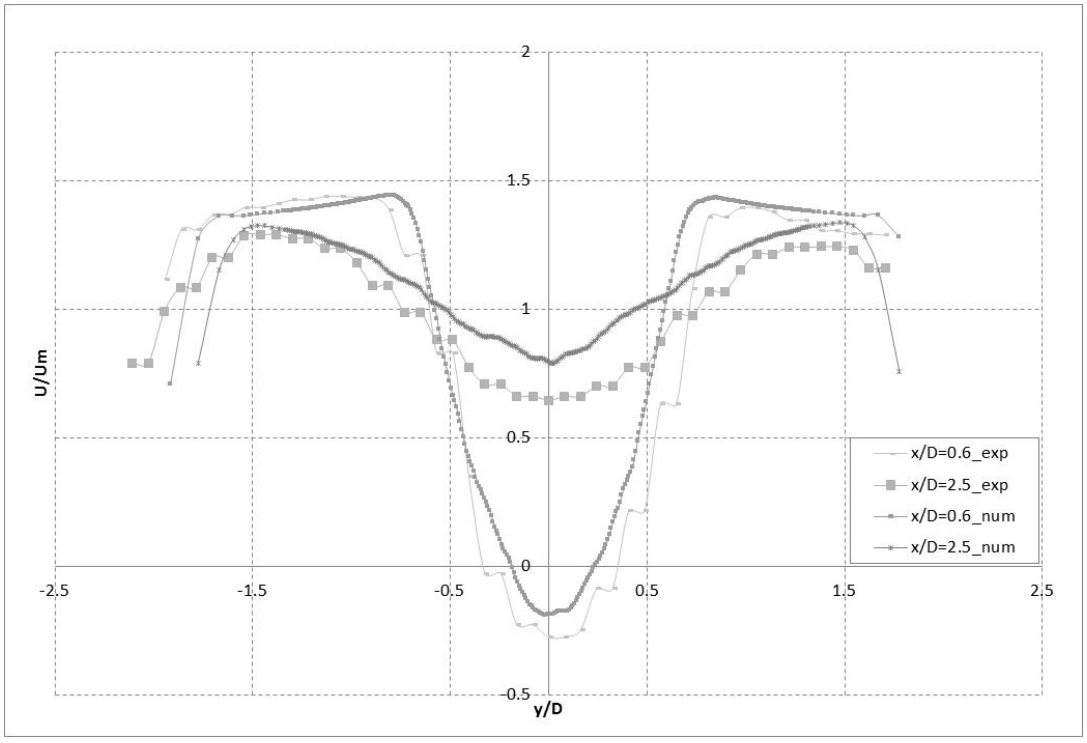


Figura 9.- Perfiles (numérico y experimental) de velocidad transversal del flujo adimensionalizados respecto a la velocidad media de aproximación. Localizaciones x/D=0.6 y x/D=2.5.

La caracterización se completó con el estudio cuantitativo de la evolución temporal del flujo. Para ello se realizó un análisis espectral de las series temporales de velocidad de flujo (longitudinal-

x, transversal-y) en los puntos indicados en la Figura 2, para los resultados experimentales y numéricos. Con estos resultados se calculó el número de Strouhal, obteniendo valores similares en todas las localizaciones para los resultados experimentales y numéricos (Masso et al, 2017). En las Figuras 10 y 11 se muestran los valores obtenidos.

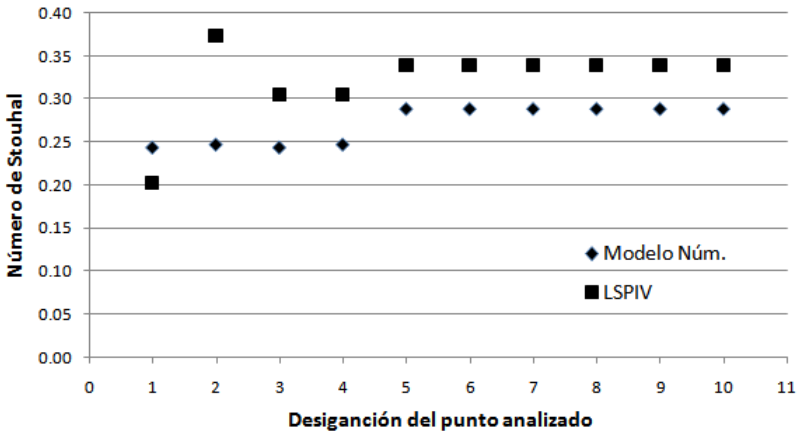


Figura 10.- Valores del número de Strouhal para la componente de velocidad transversal para cada una de las localizaciones.

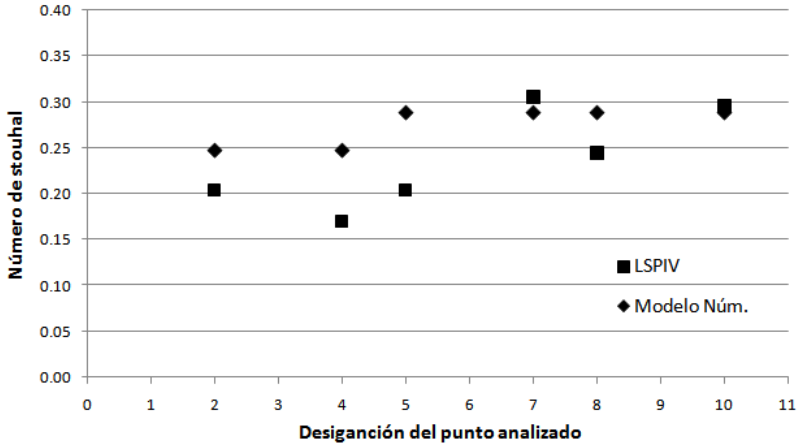


Figura 11.- Valores del número de Strouhal para la componente de velocidad longitudinal para cada una de las localizaciones.

CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos a través de las técnicas experimentales y numéricas en cuanto a la caracterización del campo de flujo, la zona de estancamiento y la interfaz de mezcla arrojan una gran similitud.

Del contraste entre la modelación realizada y el experimento, se deduce que los campos medios observados aguas abajo de la pila representan de forma adecuada el campo del flujo medio. La simulación del proceso de generación y desprendimiento de vórtices en la región aguas abajo es similar al observado experimentalmente, lo cual valida el modelo numérico utilizado. Para lograr este acuerdo se realizó un detallado análisis de sensibilidad a la discretización espacial seleccionada (tamaño de la malla) ya que las dimensiones requeridas para esta caracterización fue muy diferente a la dicretización requerida para simular el comportamiento de flujo medio.

El análisis espectral de las series de tiempo para el flujo aguas abajo de la pila presenta frecuencias características (y pode ende el número de Strouhal) de las fluctuaciones generadas por los desprendimientos de vórtices muy similares a las observadas experimentalmente.

En cuanto al Número de Strouhal, los valores obtenidos distan del empírico (St=0.2) para la condición del rango subcrítico del número de Reynolds, esto se debe a las condiciones de borde

impuestas por las paredes del canal ya que la relación entre el ancho del mismo y el diámetro de la pila resulta relativamente bajo. Como la modelación numérica arroja valores muy cercanos a los obtenidos experimentalmente se tiene un modelo que es representativo de la condición de flujo experimental analizada.

Se encuentra en análisis, como trabajo futuro, evaluar la influencia de las condiciones de borde en los desprendimientos de vórtices realizando variaciones en la relación entre el ancho del canal modelado y el diámetro del obstáculo, y la sensibilidad del número de Strouhal frente a estas diversas condiciones.

REFERENCIAS

Horacio Herrero (2014). Evaluación espacial y temporal de la hidrodinámica en confluencias fluviales. *Tesis de Doctorado en Ingeniería, Córdoba, Argentina.*

Lourenco, L. M. y Shih, C. (1993). "Characteristics of the plane turbulent near wake of a circular cylinder". A particle image velocimetry study. (data taken from Beaudan, Moin).

Patalano, A., García, C.M., Rodríguez, A. (2017). Rectification of Image Velocity Results (RIVeR): A simple and user-friendly toolbox for large scale water surface Particle Image Velocimetry (PIV) and Particle Tracking Velocimetry (PTV) 109, 323–330. doi:10.1016/j.cageo.2017.07.009

Márquez Damián, S y Nigro, N. (2010). Comparison of single phase laminar and large eddy simulation (LES) solvers using the OpenFoam suite. *Mecanica Computacional* Vol XXIX, págs3721-3740.

Masso, L, Patalano, A., Pozzi Piacena, C, Crivello, F, Fernández, R, García, C.M., Herrero, H, Garcia, C. M. 2017. Caracterización experimental y numérica de la evolución del flujo turbulento que interactua con una pila. *VIII Simposio Regional sobre hidraulica de Rios*. Córdoba, Argentina

Pozzi Piacenza, C., Ragessi, I.M., García, C.M., Marquez Damian, S., Herreo, H.., 2016. "Validación computacional de analogías de flujo alrededor de una pila y en una confluencia fluvial". *Numerical Methods in Advanced Applications*, Volume XXXIV. Number 54. 3605-3617. http://www.cimec.org.ar/ojs/index.php/mc

OpenFOAM(R) Team (2007): "User Guide OpenFOAM(R), Fundation. http://www.opencfd.co.uk/openfoam/

Thielicke, W., Stamhuis, E.J., 2014. PIVlab – Towards User-friendly, Affordable and Accurate Digital Particle Image Velocimetry in MATLAB. J. *Open Res. Softw.* 2. doi:10.5334/jors.bl

IAHR **AIIH**

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

VALIDACIÓN DE UN MODELO NUMÉRICO TRIDIMENSIONAL DEL VERTEDERO DE DESCARGA DEL DIQUE LOS ALAZANES, PROVINCIA DE CÓRDOBA, ARGENTINA

I. Matías Ragessi[1,3], Eder, Matías[1,2], Muchiut, Jonathan[1], Tarrab, Leticia,[1,2], Ferrer L. Yarielis[1,2], Antoine Patalano[1,2], Cecilia Pozzi Piacenza[1] y Andrés Rodríguez[1,2]

[1]Laboratorio de Hidráulica y C entro de Estudios y Tecnología del Agua (LH-CETA), 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

[3]Administración Provincial de Recursos Hídricos (APRHI), Córdoba, Argentina

E-mail: matiasragessi@gmail.com

RESUMEN:

En este trabajo se reportan avances en el proceso de validación de un modelo numérico tridimensional implementado para simular flujos turbulentos a superficie libre en el vertedero lateral del Dique Los Alazanes. En particular este trabajo se enfoca en la caracterización hidráulica de la rápida del vertedero, el flujo de aproximación y el comportamiento del flujo a la salida del vertedero en la zona de disipación de energía del flujo.

ABSTRACT:

In this work, the validation process of a three-dimensional numerical model of free surface turbulent flow in the physical model of Los Alazanes Dam is reported. In particular, this work focuses on the hydraulic characterization of the discharge chute, the entrance flow and the flow behavior at the end of the spillway in the flow energy dissipation zone.

PALABRAS CLAVES: Modelo Físico, CFD; interFoam, Dique Los Alazanes

INTRODUCCIÓN

El Dique Los Alazanes se encuentra ubicado entre los cerros Uritorco y las Gemelas, aguas arriba de la localidad de Capilla del Monte en el departamento de punilla a 110 km de la ciudad de Córdoba. El mismo fue construido entre los años 1939 y 1944 para abastecer de agua potable a la localidad de Capilla del Monte. El dique consiste en una presa de arco de 71 m de longitud y 25 m de altura desde el lecho del río hasta su coronamiento. Cuenta con dos vertederos para evacuar crecidas: uno de los cuales se ubica sobre la margen derecha de la presa y se activa para eventos ordinarios, el segundo vertedero se encuentra sobre la presa de arco y sólo trabaja para eventos extraordinarios.

Las intensas lluvias registradas en el verano del año 2015 produjeron la rotura por erosión del material que protegía la fundación del extremo izquierdo de la rápida del vertedero (Figura 1).



Figura 1.- Imagen del vertedero año 1944.

A fines del 2017 se proyectaron obras de reparación y readecuación tanto de la rápida del vertedero como del muro lateral ubicado sobre la margen izquierda aguas abajo. También se proyectó un azud aguas abajo del vertedero. El objetivo del azud es elevar el nivel de agua a la salida de la rápida para aumentar la disipación de energía. Para verificar y optimizar el diseño de esta última estructura se construyó en el Laboratorio de Hidráulica de la Universidad Nacional de Córdoba un modelo físico a escala reducida.

En paralelo, se implementó un modelo numérico con la misma escala que el modelo físico en laboratorio. Sobre la base de las observaciones experimentales en laboratorio se propone validar el modelo numérico. En este trabajo se presentan los primeros avances en la validación.

OBJETIVOS

El objetivo de este trabajo es reportar avances en el proceso de validación de un modelo numérico tridimensional implementado para simular flujos turbulentos a superficie libre en el vertedero lateral del Dique Los Alazanes. En particular este trabajo se enfoca en la caracterización hidráulica de la rápida del vertedero, el flujo de aproximación y el comportamiento del flujo a la salida del vertedero en la zona de disipación de energía del flujo.

ESTUDIO EXPERIMENTAL

La caracterización experimental del flujo se realizó en el modelo físico del vertedero del Dique Los Alazanes. En la Figura 2 se puede observar una imagen del vertedero y se describen las principales componentes.

El modelo físico se construyó a fondo fijo, siguiendo la similitud de Froude, con una escala de longitudes no distorsionada E_L: 1:35. El dominio modelado representa un área de 8000 m^2.

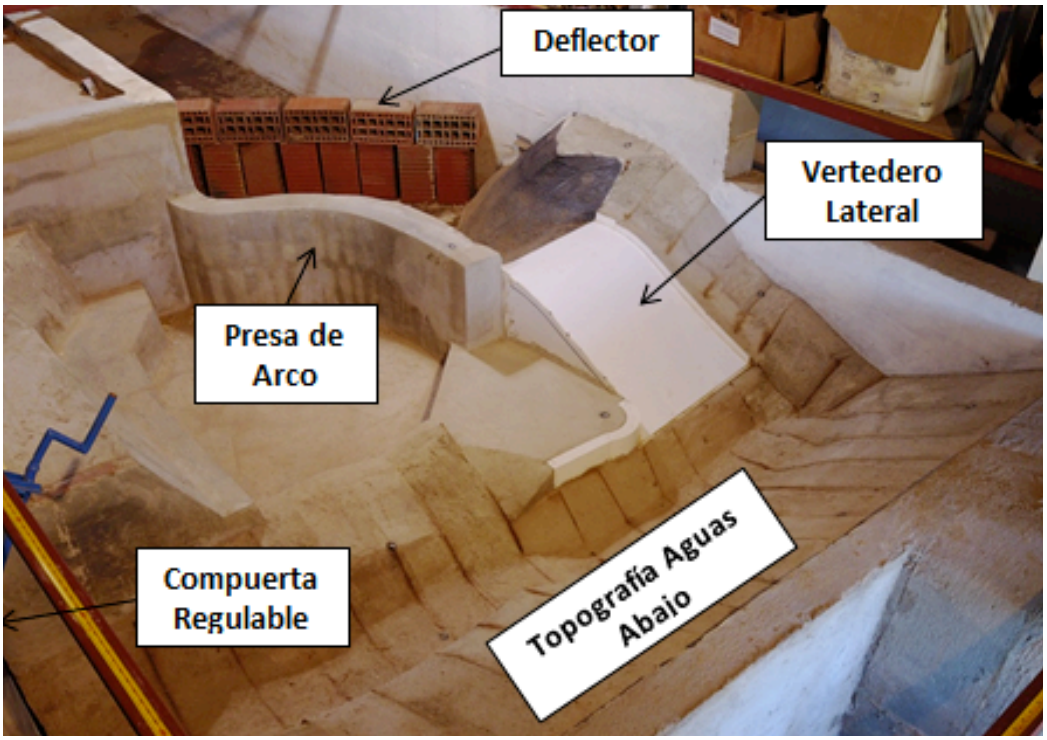


Figura 2.- Modelo Físico del Dique Los Alazanes - UNC.

En la imagen satelital de la Figura 3 indica los límites del modelo físico sobre la zona de estudio a escala de prototipo. Se observa que la dirección del flujo en el canal de ingreso al modelo (Flecha Roja) difiere de la dirección del flujo el prototipo (Flecha Verde). Para mejorar las condiciones de borde y la similitud cinemática en la zona de aproximación al vertedero se incorporó al modelo un deflector del flujo.

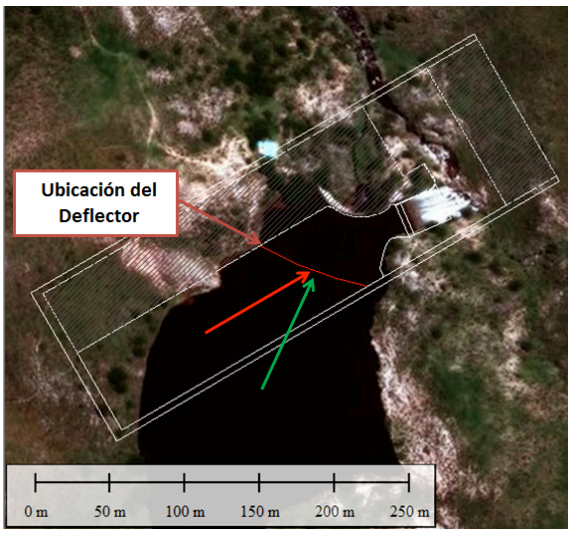


Figura 3.- Límites del modelo físico en una imagen satelital del prototipo.

Rugosidad del vertedero:

El vertedero lateral está constituido por una cresta de hormigón y una rápida revestida de piedras y juntas tomadas con mortero cementicio (ver Figura 4). Estos materiales tienen diferentes rugosidades superficiales que deben ser consideradas en el estudio experimental y numérico. Eder et al (2018) estimaron los valores de rugosidad de Manning en prototipo y las escalaron para el modelo físico considerando que $\lambda_n = {\lambda_L}^{1/6}$, siendo λ_n la escala del número de Manning y λ_L la escala de longitudes.



Figura 4.- Fotografía del vertedero de descarga lateral del Dique Los Alazanes.

En la Tabla 1 se presentan los valores de rugosidad de Manning "n" a escala de modelo.

Tabla 1.- Valores del coeficiente de rugosidad "n" de Manning equivalente en modelo.

	Rugosidad "n" Escalada a Modelo
Umbral de Hormigón	0.008
Rápida	0.012 – 0.014

En laboratorio, el vertedero se construyó con poliestireno de alto impacto con una rugosidad y la rápida se revistió con arena cuyo diámetro d_{50} es aproximadamente 2mm. El poliestireno tiene una rugosidad de n igual a 0.01, esta es la mínima rugosidad que se puede alcanzar en el laboratorio, mientras que la tiene una rugosidad n de 0.014 aproximadamente.

Luego de definidas las rugosidades, una primera serie de ensayos (S1) se realizó con el vertedero sin revestimiento en la rápida (n:0.01), mientras que en los ensayos posteriores (S2) se aumentó la rugosidad sobre la rápida del vertedero fijando sobre la misma arena de diámetro medio d_{50}: 2mm (Figura 5).



Figura 5.- (a) Vertedero con rugosidad n:0.01, S1 (b) Vertedero con arena d_{50}: 2mm.

El modelo físico permitió caracterizar: 1) ajustar la curva de descarga H-Q del vertedero; 2) el comportamiento hidráulico del flujo de aproximación al vertedero y en la rápida; y 3) aguas abajo del vertedero, el comportamiento de las presiones y la hidráulica en el cuenco. Una descripción detallada de los resultados de la caracterización experimental del flujo en modelo físico se presenta por Eder et al. (2018). En el presente trabajo se reportan resultados experimentales con fines de comparativos con el modelo numérico.

Curvas de descarga (H-Q):

Las variables Q y H se determinaron con la siguiente metodología experimental: 1) mediante una cámara aforadora con un vertedero triangular de pared delgada (se seleccionó triangular ya que el mismo es más sensible frente a pequeñas variaciones de caudal) se determinaron los caudales Q que ingresaban en el modelo; 2) la altura H se midió con una escala graduada al milímetro sobre la cresta del vertedero del modelo. A partir de los resultados experimentales obtenidos se ajustó la curva de descarga H-Q del vertedero lateral del Dique Los Alazanes.

Medición de Velocidades (LSPIV):

El campo de velocidades del flujo de aproximación al vertedero y en la rápida se determinó con la técnica de velocimetría por imágenes de partículas a gran escala (LSPIV por sus siglas en inglés). LSPIV, mediante el desplazamiento de partículas trazadoras, permitió determinar el campo medio e instantáneo de velocidades de flujo con un alto grado de resolución espacial.

La técnica PIV consiste en un análisis euleriano (es decir, estudia los cambios producidos en una superficie de control). El resultado de este análisis es una imagen base con vectores que caracterizan el sentido y magnitud de la velocidad promedio de todas las imágenes. Una descripción detallada de la técnica se puede ver en Patalano et al (2017).

Medición de Presiones y Descripción del Flujo en el Cuenco:

Se realizaron mediciones de presiones fluctuantes en 9 tomas ubicadas aguas abajo del vertedero de descarga (Figura 6). Los conductos de las tomas de presión tienen un diámetro de 6.5 mm.

Los sensores utilizados fueron de la firma PASCO y modelo Wireless Pressure PS-3203 cuyo rango de trabajo oscila entre los 0 y 400 KPa con una frecuencia de muestreo de hasta 1000 kHz. Las presiones fueron medidas a 10 Hz durante 5 minutos.



Figura 6.- Ubicación de las tomas de presión aguas abajo del vertedero.

Finalmente, aguas abajo del vertedero en la zona de disipación de energía también se analizó cualitativamente, mediante imágenes y videos, el comportamiento de las estructuras turbulentas del flujo.

MODELO NUMÉRICO

En este estudio se implementó un modelo numérico basado en las ecuaciones promediadas de Reynolds (RANS). El código computacional utilizado para resolver numéricamente las ecuaciones RANS pertenece al paquete libre y abierto OpenFOAM® (Open Field Operation and Manipulation, OpenCFD Ltd. 2005) (OpenCFD. http://www.opencfd.co.uk/openfoam/.).

Se propone utilizar el código interFoam de OpenFOAM® que aplica para una malla de volúmenes finitos y dos fluidos incompresibles, isotérmicos y no miscibles con un enfoque de captura de la interfaz basada en la fracción de fase. Se utilizó el algoritmo "Pressure Implicit with Splitting of Operators" de Issa (1986), como esquema de cálculo para la presión y la velocidad, el cual se adapta con éxito para la solución iterativa de problemas de estado estacionario (Versteeg and Malalasekera, 2007). El cierre turbulento utilizado es un modelo de dos ecuaciones k – ε estándar (Launder y Sharma, 1974). Se implementó un primer modelo numérico bidimensional y luego se avanzó con un modelo de tipo tridimensional.

Se encuentran antecedentes sobre este tipo de trabajos. Badano et al. (2013) con una estrategia que complementa modelación física y numérica, verificaron la capacidad de descarga y evaluaron alternativas de diseño para el vertedero Gatun. Para eso implementaron modelos numéricos bidimensionales y tridimensionales a dos fases (agua-aire) utilizando el código OpenFOAM®. Este mismo código usó Gerbec et al. (2013) para validar un modelo tridimensional para el diseño del aliviadero de la presa Gaugüí, sobre el Río Camú en República Dominicana. Utilizando la técnica de volúmenes finitos y un modelo basado en las RANS con un modelo de cierre turbulento k – ε estándar, Jorabloo et al (2011) modelaron el comportamiento del flujo en un salto esquí y lograron validar el modelo en base a datos experimentales. Estos antecedentes indican lo acertado de una estrategia de complementar modelos numéricos y físicos para evaluar alternativas de diseño en este tipo de obras hidráulicas. Además, muestran que el código abierto OpenFOAM® presenta un buen comportamiento para estudiar este tipo de fenómenos de flujo a dos fases.

Generación de la malla

La geometría del dominio presenta formas complejas (formas geométricas y relieve accidentado) por lo que se optó por trabajar con las aplicaciones blockMesh y snappyHexMesh de OpenFOAM® para resolver el mallado del dominio.

En una primera fase, con blockMesh se construyó una malla base cuyo tamaño corresponde a todo el dominio del modelo físico. Los volúmenes que componen esta malla son de tamaño uniforme igual a 5 cm de lado. Luego con la aplicación snappyHexMesh se resolvió el relieve accidentado y las formas geométricas complejas usando volúmenes de hasta 3mm de lado. Esta metodología se utilizó para resolver la malla de ambos modelos: bidimensional y tridimensional. En la Figura 7 se puede apreciar la red de volúmenes sobre las fronteras sólidas. En la Figura 8 se presentan la malla resuelta para los casos bidimensional y tridimensional.

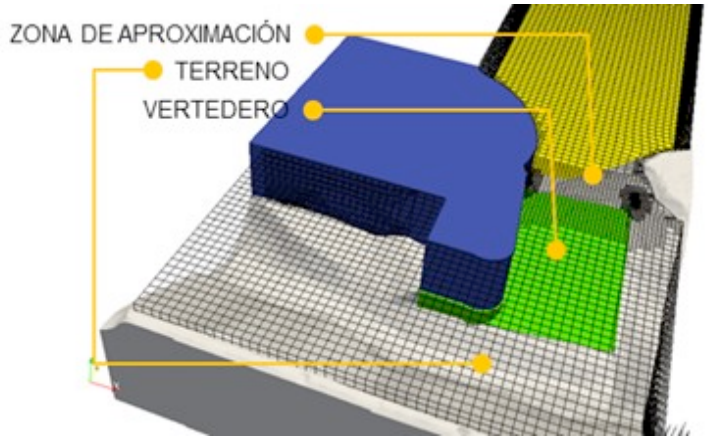


Figura 7.- Malla base de volúmenes uniformes de 5cm de lado.

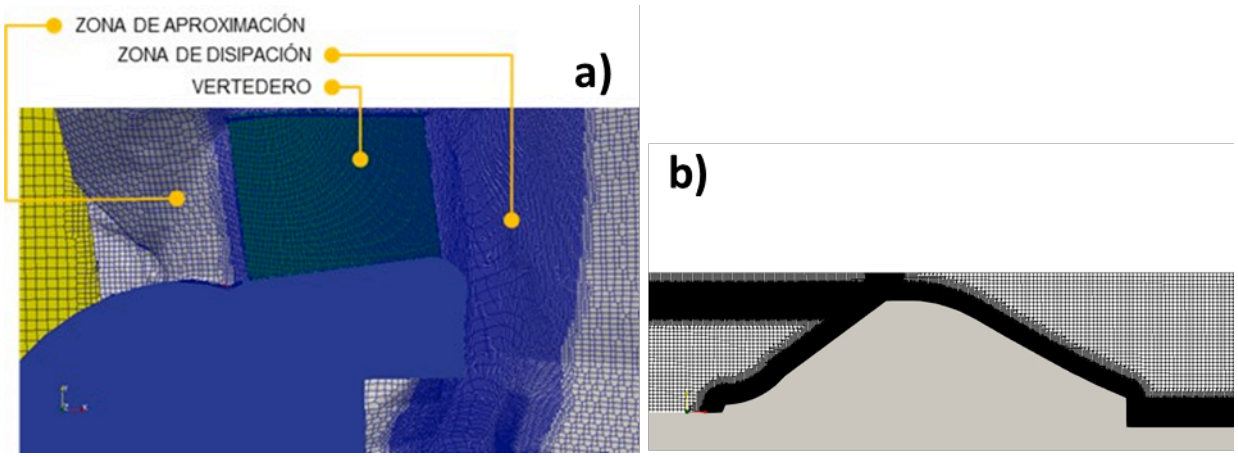


Figura 8.- Malla resuelta con la aplicación snappyHexMesh para los casos tridimensional (a) y bidimensional (b).

Condiciones iniciales y de borde:

Las simulaciones se iniciaron con velocidades nulas y la fase líquida (agua) a nivel de la cresta de vertedero. El flujo de ingreso está en función de caudal líquido que se indicó como condición de entrada. Se utilizaron las condiciones *variableHeightFlowRateInletVelocity* y *variableHeightFlowRate* para resolver el campo de velocidades y el nivel de la fase líquida a la entrada del modelo. En el borde de salida se utilizó la condición zeroGradient para todas las variables. En las fronteras solidas se utilizó funciones estándar de pared de la librería de OpenFoam®.

RESULTADOS

En la Figura 9 se presentan las líneas de trayectorias medias en la zona de aproximación al vertedero obtenidas en el modelo numérico tridimensional (a) y las medidas en el modelo físico con LSPIV (b), para un caudal en modelo de 13.7 lts/s.

Se puede observar que la dirección del flujo en puntos homólogos es similar a los resultados obtenidos con el modelo numérico.

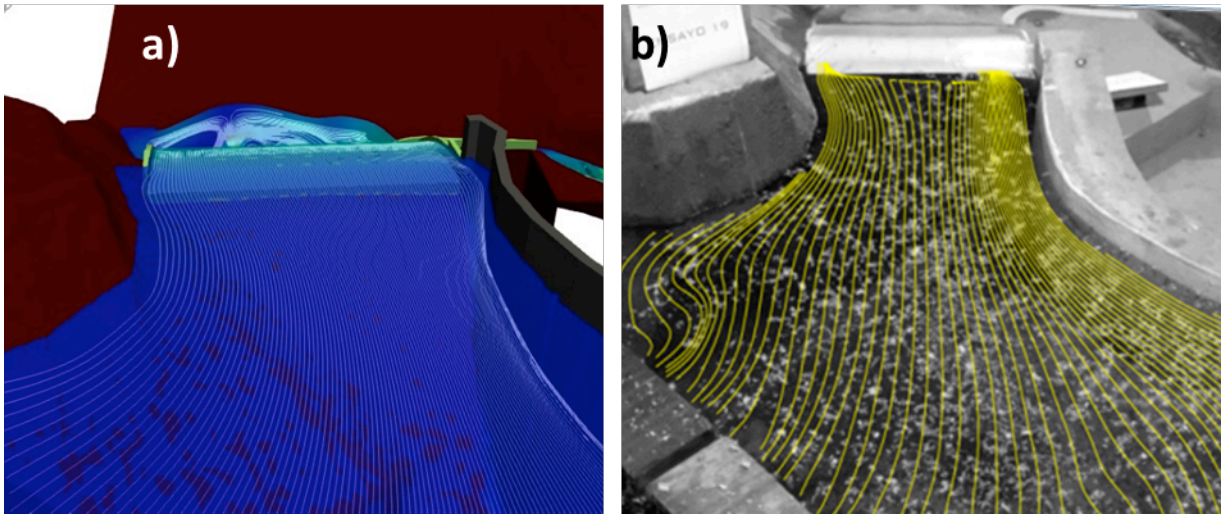


Figura 9.- Líneas de trayectorias medias en la zona de aproximación al vertedero obtenidas en el modelo numérico tridimensional (a) y las medidas en el modelo físico con LSPIV (b).

Curvas de descarga (H-Q):

A partir de los resultados experimentales y numéricos del modelo bidimensional se ajustó la curva de descarga H-Q del vertedero (Figura 10). Cabe aclarar que las alturas H del modelo numérico fueron medidas sobre la cresta del vertedero en el mismo punto que en modelo físico. El ajuste obtenido por regresión con una ecuación polinómica de segundo orden tiene un coeficiente de correlación de $R^2 = 0.99$ en ambos casos. Las curvas presentan un buen ajuste para el rango de caudales analizados. Se puede observar pequeñas diferencias relativas, del orden de la décima del litro, para los caudales más altos.

Se puede observar que no existen diferencias significativas en la relación H-Q debido al aumento de la rugosidad sobre la rápida del vertedero.

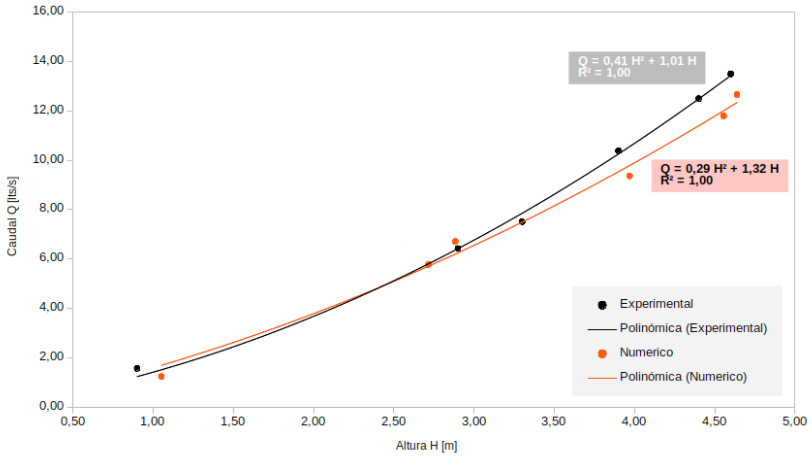


Figura 10.- Curva de descarga H-Q del vertedero de descarga lateral para el modelo físico (línea negra) y numérico (línea roja).

Comportamiento hidráulico aguas abajo del vertedero:

En modelo físico para las tres condiciones ensayadas se observó la formación de dos estructuras turbulentas en el cuenco: Un vórtice de eje horizontal (flujo helicoidal) y otro vórtice de eje vertical. El vórtice de eje horizontal impacta en la fundación del vertedero en la zona en la cual se produjo la rotura. En la Figura 11 se observa que modelo numérico pudo reproducir las dos estructuras turbulentas para un caudal de 13.8 lts/s.

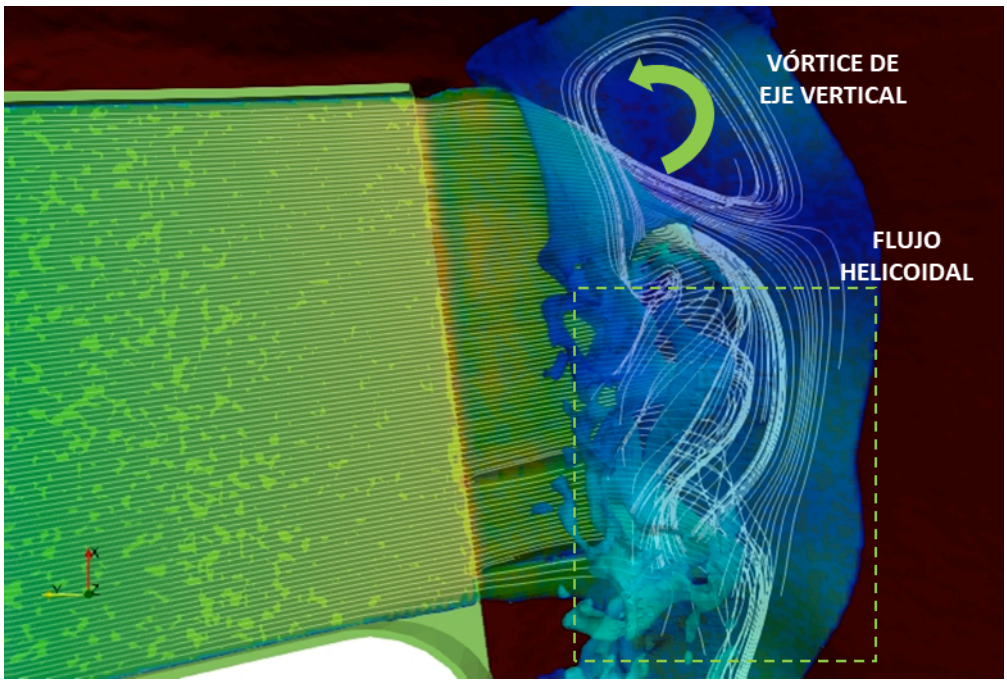


Figura 11.- Estructuras turbulentas en el cuenco: vórtice de eje horizontal (flujo helicoidal) y vórtice de eje vertical.

Presiones Fluctuantes

En la Tabla 2 se puede observar los valores medios de las presiones en centímetros de columna de agua. Si bien se observan valores del mismo orden de magnitud hay diferencias significativas y no se puede abordar a una conclusión cualitativa. Al momento continúa trabajando sobre los resultados obtenidos.

Tabla 2.- Valores medios de las presiones en centímetros de columna de agua (cm de H_2O).

Toma	Numérico		Experimental		Diferencia [%]
	P_{Media}	Desvío	P_{Media}	Desvío	
T19	10.25	0.37	9.1	0.6	13%
T20	7.62	0.25	2.4	0.5	218%
T21	6.58	0.53	8.4	0.4	22%
T22	0.81	0.20	2.2	0.1	63%
T23	8.14	0.43	11.8	1.1	31%
T24	6.60	0.59	9.3	0.3	29%
T25	2.51	0.26	6.2	0.2	60%
T26	5.98	0.40	8.1	0.5	26%
T27	4.74	0.26	6.2	0.4	24%

CONCLUSIONES

En este trabajo se reportaron avances en el proceso de validación de un modelo numérico tridimensional implementado para simular flujos turbulentos a superficie libre en el vertedero lateral del Dique Los Alazanes.

En la zona del flujo de aproximación al vertedero las líneas de trayectorias indican que el modelo numérico pudo reproducir un comportamiento similar al observado en modelo físico.

A partir de los resultados del modelo numérico bidimensional se ajustó la curva de descarga H-Q del vertedero. El ajuste obtenido por regresión con una ecuación polinómica de segundo orden tiene un coeficiente de correlación de $R^2 = 0.99$. Se puede observar pequeñas diferencias relativas, del orden de la décima del litro, para los caudales más altos entre la curva obtenida en modelo físico y numérico.

En la zona del cuenco de disipación en modelo numérico tridimensional pudo reproducir la formación de dos estructuras turbulentas: un vórtice de eje horizontal (flujo helicoidal) y otro vórtice de eje vertical. El vórtice de eje horizontal, al igual que se observó en modelo físico, impacta en la fundación del vertedero en la zona en la cual se produjo la rotura.

El modelo numérico acusa valores medios de las presiones en el cuenco que presentan diferencias significativas con lo medido en laboratorio y no se puede abordar a una conclusión cualitativa.

Finalmente, el modelo tridimeonal logró reproducir el comportamiento general del flujo observado en modelo físico, sin embargo, se observan diferencia en el comportamiento de las presiones. Actualmente se continúa trabajando con el modelo numérico para reproducir nuevos escenarios y mejorar la caracterización del flujo en la rápida del vertedero y el cuenco de disipación.

REFERENCIAS

Launder, B. E., y Sharma, B. I. (1974). "Application of the Energy Dissipation Model of Turbulence to the Calculation of Flow Near a Spinning Disc", Letters in Heat and Mass Transfer, vol. 1, no. 2, pp. 131-138.

OpenCFD. http://www.opencfd.co.uk/openfoam/.

Versteeg H. K. and Malalasekera W. (2007). An Introduction to Computational Fluid Dynamics. The Finite Volume Method. Pearson Education Limited, SecondEdition, 2007.

Badano Nicolas D., Sabarots Gerbec Martin, Menénde Angel Nicolás (2013). "Modelación numérica de vertederos para la verificación de la capacidad de descarga y evaluación de alternativas". VII Congreso Argentino de Presas y Aprovechamientos Hidroeléctricos 2013. San Juan, 13 y 16 de noviembre de 2013.

Gerbec Martín Sabarots, Fattor Claudio, Badano Nicolás D., Díaz Ruiz Ramiro, Menéndez Ángel N., y BacchiegaDaniel (2013). "Complementación entre modelación física y matemática para la evaluación hidrodinámica de una rápida de desarrollo curvo". XXIV° Congreso Nacional del Agua 2013. San Juan, 14 al 18 de Octubre de 2013.

Issa, R. I. (1986). "Solution of the Implicitly Discretised Fluid Flow Equations by Operator-Splitting".J. Comput. Phys., Vol. 62, pp. 40–65.

M. Jorabloo, R. Maghsoodi, and H. Sarkardeh (2011). "3D Simulation of Flow over Flip Buckets at Dams". Journal of American Science 2011; 7(6):931-936. (ISSN: 1545-1003).

Patalano Antoine, García Carlos Marcelo y Rodríguez Andrés (2017). "Rectification of Image Velocity Results (RIVeR): A simple and user-friendly toolbox for large scale water surface Particle Image Velocimetry (PIV) and Particle Tracking Velocimetry (PTV)". Computers & Geosciences, Volume 109, December 2017, Pages 323-330.

IAHR **AIIH**

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

INESTABILIDAD DEL CAMPO DE PRESIONES EN VERTEDEROS DEL TIPO MORNING - GLORY

Claudio A. Fattor y Jorge D. Bacchiega

Laboratorio de Hidráulica, Instituto Nacional del Agua,
Casilla Correo 21, B1802WAA – Aeropuerto Ezeiza, Buenos Aires, Argentina
Tel./Fax: (54-11) 4480-4500, e-mail: cfattor@ina.gob.ar

RESUMEN

El diseño de vertederos del tipo Morning – Glory resulta una opción interesante en ciertos aprovechamientos, con especial utilización en entornos topográficos escarpados propios de regiones montañosas. Su empleo permite disponer la zona de aproximación, el vertedero propiamente dicho, la conducción y la obra de descarga y disipación en áreas relativamente acotadas.

Uno de los aspectos que debe cuidarse en este tipo de estructuras es el análisis de su comportamiento como un vertedero clásico, o con condiciones de ahogamiento que generan una pérdida de eficiencia del mismo (Bacchiega, J. et al., 2000). Este aspecto es fundamental dado que un cambio de régimen podría implicar la demanda de mayor carga para la erogación de caudales de diseño, con una reducción de la revancha respecto del coronamiento de la presa.

Aún cuando un proyecto considere la inclusión de dispositivos anti-vórtices para evitar dichos cambios de régimen (Nohani, E., 2015), erogaciones de caudales elevados podrían causar inestabilidades del flujo cuando la descarga se encuentra en la transición vertedero – orificio.

En este artículo, se hace especial mención a la descripción e interpretación de dichos procesos, efectuándose una caracterización de los parámetros turbulentos que se presentan en tales condiciones.

ABSTRACT

The design of Morning - Glory spillways is an interesting option in some hydroelectric projects, with special use in steep topographic environments typical of mountainous regions. Its use makes it possible to have the approach area, the spillway, the tunnels and the discharge structure and dissipation energy device in a relatively limited area.

One of the aspects that should be specially considered in this type of structure is the analysis of its behavior as a classic spillway (free discharge), or with drowning conditions that generate a loss of efficiency (Bacchiega, J. et al., 2000). This aspect is fundamental due to a change of regime could imply higher reservoir elevations, with a reduction of the freeboard of dam.

Those projects considering the inclusion of anti-vortex devices to avoid these regime changes (Nohani, E., 2015) must be also carefully analyzed because high flow discharges can generate an unstable spillway – orifice hydraulic behavior.

In this article, special mention is made to the description and interpretation of these processes, making a characterization of the turbulent parameters that occur under such conditions.

PALABRAS CLAVES: vertedero Morning-Glory, transiciones, inestabilidad vertedero - orificio

INTRODUCCIÓN

El diseño de vertederos del tipo Morning – Glory resulta una alternativa interesante en ciertos aprovechamientos, con especial utilización en entornos topográficos escarpados propios de regiones montañosas. Su implementación permite disponer la zona de aducción, la estructura de control propiamente dicha, la obra de conducción y la estructura de descarga y disipación en un área relativamente acotada.

Aún cuando la consideración de los aspectos previamente expuestos realza la posibilidad de disponer en algunos casos esta variante de vertedero, la evaluación hidráulica debe ser rigurosa. En este sentido, se debe prestar especial atención al análisis de su comportamiento hidráulico como un vertedero clásico con descarga libre, o con condiciones de ahogamiento que generan una pérdida de eficiencia del mismo (Bacchiega, J. et al., 2000). Este aspecto es fundamental dado que un cambio de la condición de control desde vertedero a orificio implicaría la demanda de mayor carga para erogar los caudales de diseño, con la correspondiente reducción de la revancha del nivel alcanzado en un embalse respecto del coronamiento de la presa.

Asimismo, aunque el proyecto de vertederos del tipo Morning-Glory contemple habitualmente la inclusión de dispositivos anti-vórtices para evitar dichos cambios de régimen (Nohani, E., 2015), erogaciones de caudales elevados podrían causar inestabilidades del flujo cuando la condición de descarga se encuentra en la transición vertedero – orificio.

Estas inestabilidades pueden ser caracterizadas por la amplitud de variación de los niveles, del campo de presiones que actúa sobre la estructura y/o de los caudales erogados, lo que permite alcanzar una primera aproximación del nivel de solicitación generada por estas causas. En particular, el este artículo hace especial mención a la descripción e interpretación de dichos procesos, efectuándose una caracterización de los parámetros turbulentos que se presentan en tales condiciones.

METODOLOGÍA

El diseño y la evaluación de vertederos del tipo Morning-Glory presentan una amplia serie de variables a partir de las cuales es posible interpretar su funcionamiento y eficiencia. Entre las mismas cabe mencionar la forma en planta, la geometría del perfil vertedero, la presencia de pilas anti-vórtices, las dimensiones de la obra de conducción y las condiciones de borde establecidas por la topobatimetría en la zona de aproximación. Esta última puede presentar una influencia significativa en el flujo de llegada, siendo compleja su parametrización dadas las condiciones locales de cada sitio.

Para llevar adelante el análisis de las condiciones de inestabilidad en el control hidráulico de un vertedero del tipo Morning-Glory, se ha tenido en cuenta el estudio de una estructura de este tipo analizada por el Laboratorio de Hidráulica del Instituto Nacional del Agua (INA), la que esquemáticamente responde al esquema de la Figura 1.

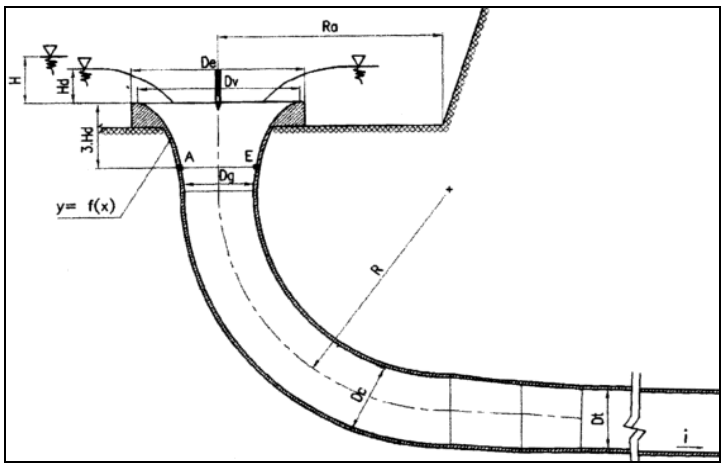


Figura 1.- Corte del vertedero Morning – Glory.

En dicha figura se distingue la sección del vertedero, que presenta una planta circular con una pila como elemento anti-vórtice, una curva vertical y el primer tramo del túnel de descarga.

Una evaluación general de una ley de descarga por este tipo de vertedero conduciría a una representación similar a la resumida en la Figura 2, en la que se observan tres condiciones de operación diferentes (Hebaus, G., 1983).

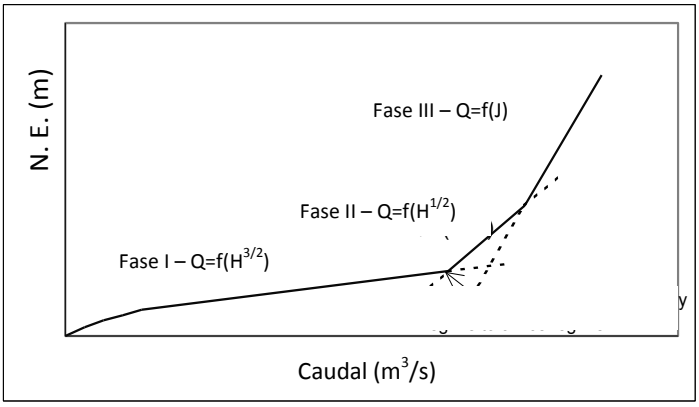


Figura 2.- Relación Nivel – Caudal en un vertedero Morning – Glory.

Estas fases denotan el paso de un escurrimiento típico de vertedero [Fase I, $Q=f(H^{3/2})$], a un control por orificio [Fase II, $Q=f(H^{1/2})$] y alcanzando un comportamiento caracterizado por su inmersión total y por ende toda la estructura (perfil vertedero, curva vertical y túnel de descarga) está bajo presión, siendo la descarga una función de las pérdidas de energía que se producen en la conducción [Q=f(J)].

A pesar que la mayoría de estos vertederos son diseñados para funcionar descargando en Fase I (Manzanares Abecasis, F. (1955)), hay un apartamiento de dicha condición desde el comienzo del ahogamiento, lo que lo sitúa en Fase II, siendo necesario que el aliviadero asegure la descarga sin generar riesgos de sobrepaso. En tal sentido, resulta importante evaluar el modo en que se desarrolla esta transición inestable por el cambio de comportamiento vertedero - orificio.

Para cuantificar el comportamiento se instrumentó el vertedero con tomas de presión, procediéndose al registro de presiones fluctuantes en puntos dispuestos una distancia de 3.Hd debajo de la cresta del aliviadero, en puntos en los que la lámina de agua acompaña el perfil del vertedero (punto A) y otros en donde el flujo incidente, afectado por la condición de aproximación, genera perturbaciones locales (punto B). Se efectuó un muestreo con una frecuencia de 100 Hz, orientándose el post-procesamiento a la variación del campo de presiones y frecuencias, con el fin de interpretar las inestabilidades propias de esta situación.

Luego, se efectuó una evaluación del registro de presiones fluctuantes en la sección final del perfil vertedero (sección inicial de la curva vertical), analizando parámetros de variabilidad temporal que ponen de manifiesto la importancia de los procesos involucrados.

CONDICIONES DE ESTUDIO

Sobre la base de los estudios realizados en la estructura considerada, se ha efectuado un análisis particular para una relación de caudales Q/Qd=1,34 y H/Hd=1,17, en un vertedero con relaciones geométricas que arrojan Dv/Dg=2,37 y Ra/De=1,05. Las variables indicadas representan:

Q: caudal (m^3/s),

Qd: caudal de diseño del vertedero (m^3/s),

H: carga hidráulica (m),

Hd: carga de diseño (m),

Dv: diámetro del vertedero en correspondencia con la cresta (m),

Dg: diámetro final del perfil vertedero, equivalente al diámetro inicial de la curva vertical (m),

De: diámetro exterior del vertedero (m),

Ra: radio del eje de la curva vertical (m).

ANÁLISIS DE RESULTADOS

El diseño de vertedero del tipo Morning-Glory, como el planteado en el presente caso, tiene como pauta habitual considerar el funcionamiento con descarga libre en todo su rango operativo. Cuando esto no ocurre, o se generan condiciones locales que contradicen esta premisa, el comportamiento hidráulico del vertedero dejará de tener descarga libre pasando por un régimen de transición como el que se analiza seguidamente.

El límite de la condición de ahogamiento se caracteriza por el cambio brusco de un régimen de superficie libre a una condición inestable. La Figura 3 muestra la variación de la presión en función del tiempo, siendo capaz de ver el comportamiento alcanzado, con flujo sumergido, descarga libre y transiciones inestables, sin periodicidad alguna en la aparición y la duración de los fenómenos implicados. Un tratamiento probabilístico de esta señal tomando la extensión total de registro no permitiría identificar cada comportamiento diferencial.

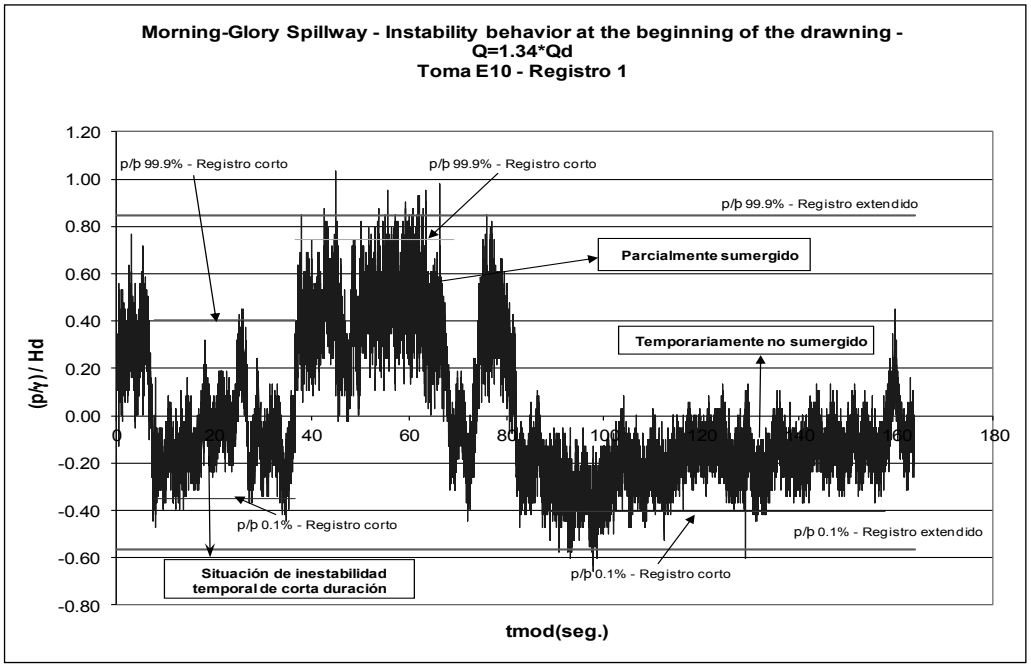


Figura 3.- Campo de presiones en zona de inestabilidad – Q/Qd=1,34.

Se pueden distinguir tres instancias de comportamiento:

- Descarga libre, caracterizada por presiones (p/γ) / Hd≈0 y fluctuaciones de presión en torno a este valor.
- Zona de inestabilidad, con amplia variación del campo de presiones al pasar de descarga libre de corta duración a descarga parcialmente sumergida de corta duración. En estos casos, -0,20 < (p/γ) / Hd <1,20, apreciándose fuertes variaciones de la superficie libre sobre el eje del vertedero.
- Flujo temporalmente sumergido, con valores positivos de la presión situados en (p/γ) / Hd≈0.70.

Si para el mismo registro se efectúa un análisis detallado, una mirada temporal permitiría establecer condiciones que definen cuatro estados que combinan variación temporal de la presión y valor medio de la presión respecto de la carga. Esos cuatro estados, indicados como (A), (B), (C) y (D) en las Figuras 4 y 5, establecen zonas de comportamiento de la inestabilidad del cambio de régimen en el vertedero.

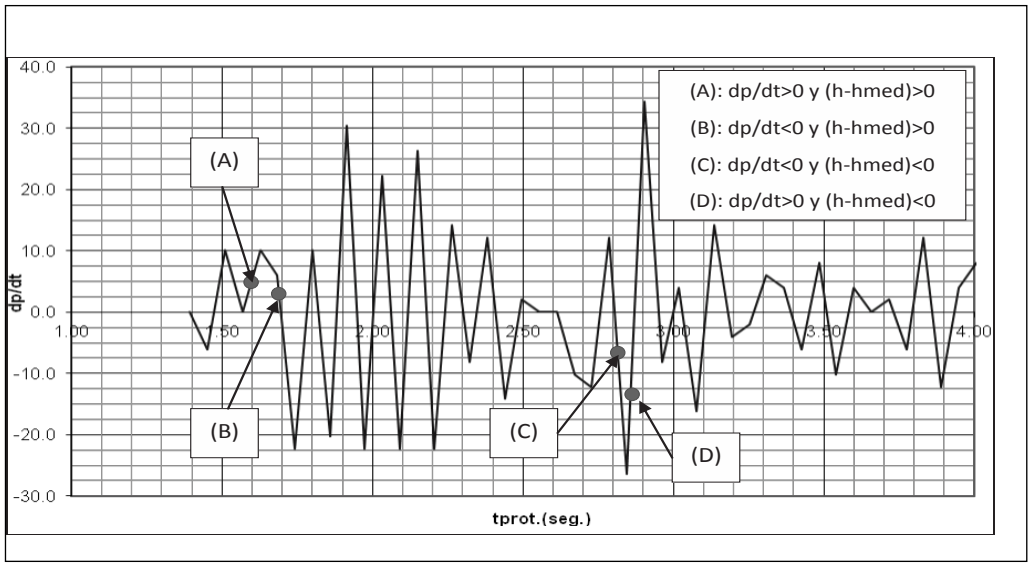


Figura 4.- Variación temporal de presión en la transición vertedero – orificio.

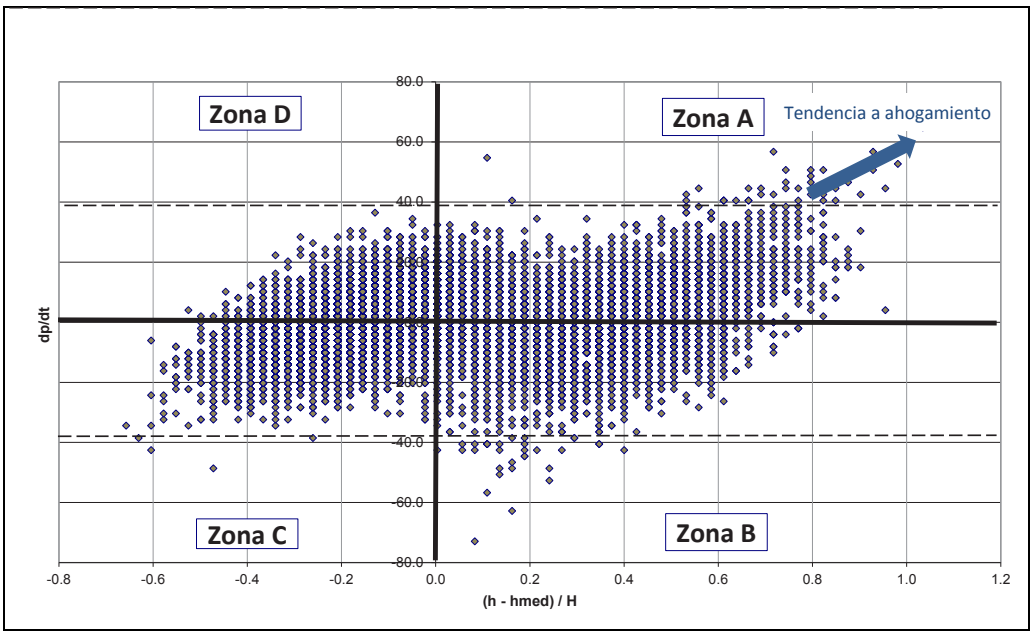


Figura 5.- Identificación de zonas de definición de inestabilidad del flujo de transición.

En particular, el extremo superior derecho de la zona A conjuga las mayores cargas hidráulicas (incremento de niveles) sumadas a aumentos temporalmente fuertes de la presión, los que conjuntamente establecen condiciones tendientes a sumergir la descarga del vertedero.

Asimismo, la serie de pares de puntos comprendidos en las zonas A y B ponen de manifiesto que para dichas condiciones las presiones resultan positivas, más allá del signo que presente la fluctuación, manifestándose un comportamiento opuesto para las regiones C y D.

El análisis de este tipo de comportamiento podría resultar también importante no sólo a los efectos de la caracterización del campo de presiones, sino también en la evaluación de las condiciones de descarga y ante la posibilidad de incorporación de aire en la conducción. En efecto, la zona A marca asimismo potenciales riesgos de pérdida de eficiencia en la erogación, mientras que la zona C es aquella que reúne las condiciones de caída de niveles y de presión que son potencialmente capaces de incorporar volúmenes puntuales de aire en la conducción.

CONCLUSIONES

Se evaluaron las condiciones de carácter impermanente de un flujo de transición vertedero - orificio en un vertedero del tipo Morning-Glory.

La condición de análisis, para una relación Q/Qd=1,34 y H/Hd=1,17, muestra que en el funcionamiento del vertedero aparecen de manera aleatoria períodos de descarga libre (vertedero), transiciones abruptas de cambio de régimen y períodos de funcionamiento con tendencia al control como orificio.

Se plantea además una identificación de zonas de comportamiento que permite establecer la tendencia a la sumergencia del vertedero, aspecto que podría resultar crítico desde el punto de vista de la seguridad de las obras.

REFERENCIAS

Bacchiega, J., Fattor C., Lopardo M. and Barchilón M. (2000). "Condiciones de aproximación en vertederos Morning-Glory", XIX Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Córdoba, Argentina, Tomo III, pp.377-386.

Fattor, C. y Bacchiega, J. (2001), "Analysis of instabilities in the change or regime in Morning- Glory spillways", XXIX IAHR Congress – Beijing, China.

Hebaus, G. (1983). "Hydraulics of closed conduit spillways", Agricultural Research Service, US Dept. Agriculture.

Manzanares Abecasis, F. (1955)."The behaviour of Morning-Glory shaft spillways", *Laboratório Nacional de Engenharia Civil*, Lisboa, Portugal.

Nohani, E. (2015)."Laboratory evaluation of the effect of anti-vortex blades' length on discharge coefficient of shat spillway", Trends in Life Sciences, India, Volume 4, Issue 2, pp.150-155.

IAHR **AIIH**

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

HIDRODINÂMICA DE SISTEMAS DE AERAÇÃO A JATO

Daniel D. Lima[1] e Iran E. Lima Neto[2]
[1] Doutorando, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental – DEHA, Universidade Federal do Ceará – UFC, Brasil, daniel8lima@gmail.com
[2] Professor Associado, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental – DEHA, Universidade Federal do Ceará – UFC, Brasil, iran@deha.ufc.br

RESUMO:

Sistemas de aeração artificial são largamente empregados nas áreas de engenharia hidráulica e ambiental. Dentre os diversos tipos desses sistemas, destaca-se a aeração a jato, que apresenta vantagens do ponto de vista energético e operacional. Neste contexto, o presente estudo investiga experimentalmente o impacto de diferentes bocais de entrada sobre a hidrodinâmica de sistemas de aeração a jato. Além disso, propõe-se um modelo matemático para incorporar o efeito de bocais com múltiplos orifícios.

ABSTRACT:

Artificial aeration systems are widely employed in the areas of hydraulic and environmental engineering. Among the various types of these systems, it is worth mentioning the jet aeration, which presents advantages from an energetic and operational point of view. In this context, the present study investigates experimentally the impact of different nozzles on the hydrodynamics of jet aeration systems. In addition, a mathematical model is proposed to incorporate the effect of multiple orifices.

PALAVRAS-CHAVE: bolhas; jatos; plumas.

INTRODUÇÃO

Sistemas de aeração a jato são utilizados em diversas aplicações nas áreas de engenharia hidráulica e ambiental, incluindo desde o tratamento de água/esgoto até a restauração de corpos hídricos (Seol et al., 2007; Lima Neto, 2012a,b; Lima Neto, 2015, Lima Neto et al., 2016; Pacheco e Lima Neto, 2017). Esses sistemas apresentam vantagens em relação aos sistemas de aeração convencionais tanto do ponto de vista energético como operacional (Lima e Lima Neto, 2018).

Os estudos realizados por Sun e Faeth (1986a,b) avaliaram a hidrodinâmica de sistemas de aeração a jato com frações volumétricas de ar menores que 10%. Por sua vez, Iguchi et al. (1997) estudaram o efeito da fração volumétrica de ar somente nos valores da velocidade central de jatos de bolhas, desprezando, no entanto, a possível influência desse parâmetro nos valores de velocidade distribuídos radialmente ao longo dos jatos. As pesquisas realizadas por Lima Neto et al. (2008a,b), investigaram para uma única altura, o efeito de diferentes diâmetros de bocais sobre a hidrodinâmica de jatos de bolhas. É importante ressaltar que nenhum dos trabalhos citados avaliou a influência de bocais com múltiplos orifícios na hidrodinâmica de sistemas de aeração a jato.

Neste contexto, o presente estudo investiga experimentalmente o impacto de diferentes bocais de entrada sobre a hidrodinâmica de sistemas de aeração a jato. Além disso, adapta-se o modelo matemático de Lima Neto (2012b) para incorporar o efeito de bocais com múltiplos orifícios.

MATERIAIS E MÉTODOS

Os testes experimentais foram conduzidos no Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental – DEHA da Universidade Federal do Ceará – UFC. Utilizou-se um tanque de seção quadrada, confeccionado em acrílico, de 50 cm de base e com altura de 100 cm, conforme esquematizado na Figura 1. O tanque foi preenchido com água até a altura de 80 cm e, utilizando uma bomba centrífuga com potência de 2,0 CV e um injetor Venturi (ver Lima Neto e Porto, 2004), produziu-se um jato bifásico do tipo gás-líquido. As vazões volumétricas de água (10-30 l/min) e ar (1-10 l/min) foram ajustadas através de uma válvula do tipo globo e medidas com o auxílio de rotâmetros instalados na tubulação de recalque que, assim como a tubulação de sucção, apresentou diâmetro de 25,4 mm.

Os bocais utilizados nas diferentes etapas do experimento foram confeccionados em PVC, nos quais orifícios circulares de diferentes diâmetros foram feitos e, então, colocados no centro do tanque. O esquema apresentado na Figura 2 mostra cada bocal utilizado. Vale salientar que os bocais têm diferentes quantidades de orifícios, porém foram projetados para que a área total permanecesse a mesma. Um anemômetro eletromagnético (Omni Instruments, MiniWater20), adequado para medição de velocidades entre 0,02 e 5 m/s e com precisão de 2%, foi utilizado para medir as velocidades no interior dos jatos nas alturas de 20, 35 e 50 cm.

Adaptou-se o modelo integral de Lima Neto (2012b) para simular a hidrodinâmica dos jatos, considerando orifícios únicos e múltiplos. Ressalta-se que o referido modelo se baseia na teoria clássica de plumas de bolhas, que assume uma distribuição Gaussiana similar para diferentes parâmetros do escoamento (velocidade axial, fração gasosa, etc.). Assim, utilizam-se as equações de conservação de massa e de quantidade de movimento para estimar os valores do coeficiente de entrada turbulenta (α) para cada condição experimental avaliada no presente estudo, uma vez que este parâmetro é necessário para resolução dos modelos integrais.

Maiores detalhes sobre os experimentos e o modelo adotado no presente estudo podem ser encontrados em Lima e Lima Neto (2018).

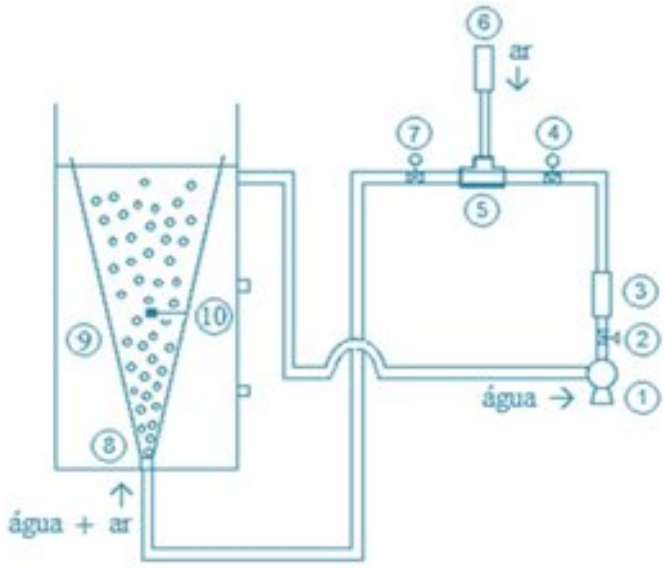


Figura 1.- Esquema experimental: 1 – bomba centrífuga; 2 – válvula do tipo globo; 3 e 6 – rotâmetros; 4 e 7 – manômetros; 5 – injetor Venturi; 8 – bocal de entrada; 9 – jatos bifásicos; 10 – anemômetro eletromagnético.



Figura 2.- Bocais utilizados nos experimentos: (a) Tipo A – 1 orifício com 10 mm de diâmetro; (b) Tipo B – 4 orifícios com 5 mm de diâmetro cada; e (c) Tipo C – 8 orifícios com 3,5 mm de diâmetro cada.

RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados experimentais indicaram que independentemente do número de orifícios, a área total dos bocais é o fator que governa o escoamento gerado em sistemas de aeração a jato. Portanto, adaptou-se o modelo de Lima Neto (2012b) para considerar a área total dos bocais no cálculo da velocidade inicial dos jatos bifásicos. Essa simplificação produziu bons resultados, uma vez que os valores ajustados para o coeficiente de entrada turbulenta (α) para cada experimento e nas diferentes alturas de medição (z) variaram de 0,042 a 0,099, os quais estão dentro da faixa típica de valores, 0,04-0,12, descrita por Lima Neto (2012a) para plumas de bolhas. A Figura 3 apresenta, como exemplo, os gráficos da distribuição radial normalizada de velocidades e o ajuste do modelo para os bocais dos Tipos A e B em z = 50 cm. Para todas as condições analisadas, o modelo ajustou-se bem aos dados, com desvios-padrão menores que 10%. Os resultados apresentados também estão em concordância com os trabalhos desenvolvidos por Lima Neto (2012b, 2015), que encontrou valores para o coeficiente de entrada turbulenta variando de 0,060 a 0,095 para jatos bifásicos gerados por orifícios únicos e para diferentes condições experimentais de vazão, diâmetro do orifício e profundidade da água.

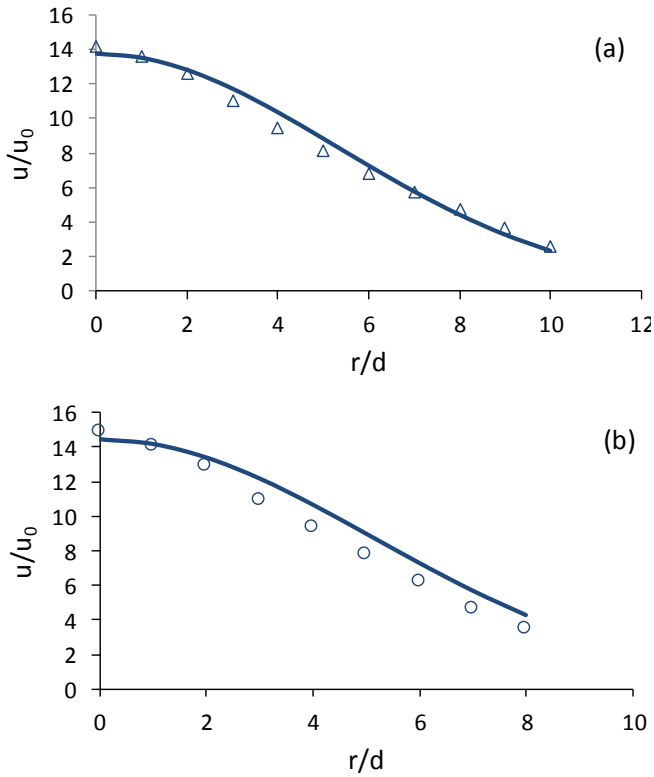


Figura 3.- Distribuição radial normalizada de velocidades e ajuste do modelo integral para os bocais dos Tipos A e B em z = 50 cm.

A Figura 4 mostra o ajuste do coeficiente de entrada turbulenta (α) como uma função da velocidade relativa adimensional, $u_s/(B/z)^{1/3}$, sendo u_s a velocidade terminal das bolhas e B o fluxo cinemático de empuxo. A curva obtida fornece valores superiores aos sugeridos por Seol et al. (2007) para plumas de bolhas.

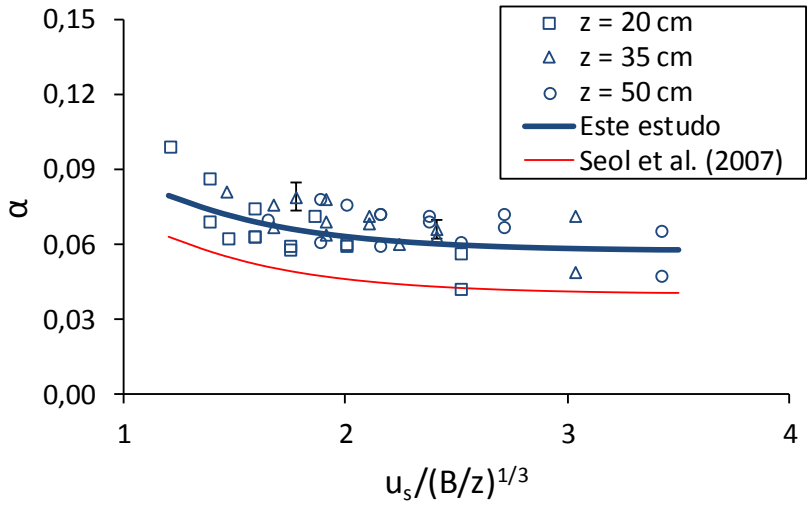


Figura 4.- Relação entre o coeficiente de entrada turbulenta e a velocidade adimensional das bolhas. A curva de Seol et al. (2007) para plumas de bolhas também é mostrada como referência.

Por fim, um estudo comparativo foi realizado visando avaliar a influência do presente modelo integral e de modelos disponíveis na literatura sobre a vazão de circulação induzida em um

corpo hídrico com profundidade de 4 m incorporando um jato bifásico com vazões de ar e água de respectivamente 60 e 120 l/min.

Na Figura 5 estão apresentados os resultados das vazões de circulação geradas para o modelo proposto, bem como para os estudos desenvolvidos por Seol et al. (2007) e Lima Neto (2012b, 2015). A vazão induzida na superfície do corpo hídrico simulada pelo modelo proposto neste trabalho foi superior às obtidas com os demais modelos, sendo cerca de 12% maior do que a simulação mais próxima, que foi obtida utilizando as condições propostas por Lima Neto (2015). Já em relação aos modelos propostos por Lima Neto (2012b) e Seol et al. (2007), os valores da vazão induzida obtidos com o presente modelo foram 28% e 34% superiores, respectivamente. Vale salientar que para vazões de ar e água próximas às apresentadas, o comportamento obtido foi semelhante, ou seja, as vazões induzidas na superfície pelo modelo proposto foram sistematicamente superiores, mantendo-se próximas das vazões obtidas para o modelo proposto por Lima Neto (2015). No entanto, pode-se afirmar que o presente modelo é mais preciso do que os demais citados neste estudo, uma vez que foi ajustado para um maior número de dados experimentais e para diferentes alturas de água. Salienta-se ainda que aplicações do modelo proposto neste trabalho, incluindo também aspectos relacionados ao tamanho das bolhas e à eficiência de oxigenação da água, além dos padrões de circulação da água, são apresentados em Lima e Lima Neto (2018).

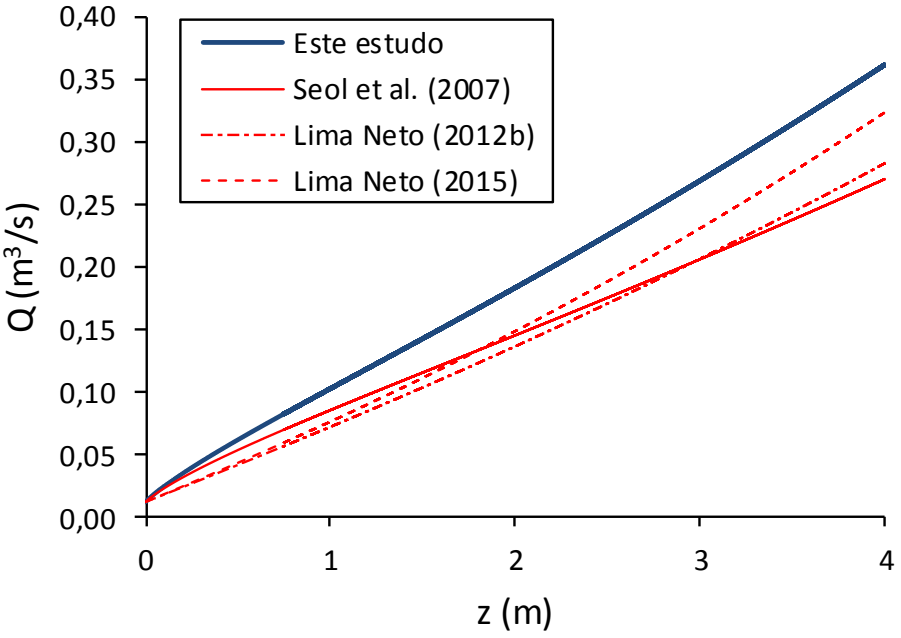


Figura 5.- Comparação da vazão de circulação simulada pelo modelo proposto e aquelas obtidas com modelos disponíveis na literatura.

CONCLUSÕES

Esta pesquisa investigou experimentalmente o impacto de diferentes bocais de entrada incluindo orifícios únicos e múltiplos sobre a hidrodinâmica de sistemas de aeração a jato. Considerando a área total dos bocais no cálculo da velocidade inicial dos jatos, ajustaram-se coeficientes de entrada turbulenta para cada condição experimental, os quais variaram entre aproximadamente 0,04 e 0,10. Por fim, propôs-se uma correlação para estimar o coeficiente de entrada turbulenta como uma função de um parâmetro adimensional, dado por $u_s/(B/z)^{1/3}$, em que u_s é a velocidade terminal das bolhas, B é o fluxo cinemático de empuxo e z é a distância axial a partir da saída do bocal.

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi desenvolvido no âmbito do Projeto Universal do Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico – CNPq (Processo 445211/2014-8). O primeiro autor agradece também ao CNPq pela bolsa de estudos concedida.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Iguchi, M., Okita, K., Nakatani, T., Kasai, N. (1997). Structure of turbulent round bubbling jet generated by premixed gas and liquid injection. *International Journal of Multiphase Flow*, 23, 249-262.

Lima, D. D., Lima Neto, I. E. (2018). Effect of Nozzle Design on Bubbly Jet Entrainment and Oxygen Transfer Efficiency. *Journal of Hydraulic Engineering.* https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0001493.

Lima Neto, I. E. (2012a). Bubble plume modelling with new functional relationships. *Journal of Hydraulic Research,* 50, 134-137.

Lima Neto, I. E. (2012b). Modeling the liquid volume flux in bubbly jets using a simple integral approach. *Journal of Hydraulic Engineering*, 138, 210-215.

Lima Neto, I. E. (2015). Self-similarity of vertical bubbly jets. *Brazilian Journal of Chemical Engineering*, 32, 475-487.

Lima Neto, I. E., Cardoso, S. S. S., Woods, A. W. (2016). On mixing a density interface by a bubble plume. *Journal of Fluid Mechanics*, 802.

Lima Neto, I. E., **Porto, R. M.** (2004). Performance of Low-Cost Ejectors. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 130, 122-128.

Lima Neto, I. E., Zhu, D. Z., Rajaratnam, N. (2008a) Air injection in water with different nozzles. *Journal of Environmental Engineering*, 134, 283-294.

Lima Neto, I. E., Zhu, D. Z., Rajaratnam, N. (2008b) Bubbly jets in stagnant water. *International Journal of Multiphase Flow*, 34, 1130-1141.

Pacheco, C. H. A., Lima Neto, I. E. (2017). Effect of Artificial Circulation on the Removal Kinetics of Cyanobacteria in a Hypereutrophic Shallow Lake. *Journal of Environmental Engineering*., https://doi.org/10.1061/(ASCE)EE.1943-7870.0001289.

Seol, D.G., Bhaumik, T., Bergmann, C., Socolofsky, S. A. (2007). Particle image velocimetry measurements of the mean flow characteristics in a bubble plume. *Journal of Engineering Mechanics*, 133, 665-676.

Sun, T. Y., Faeth, G. M. (1986a) Structure of turbulent bubbly jets - I. Methods and centerline properties. *International Journal of Multiphase Flow,* 12, 99-114.

Sun, T. Y., Faeth, G. M. (1986b) Structure of turbulent bubbly jets - II. Phase property profiles. *International Journal of Multiphase Flow,* 12, 115-126.

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

UM AJUSTE À EQUAÇÃO DE SÂRBU E BORZA PARA ESTIMATIVAS DE RENDIMENTO DE BOMBAS EM OCASIÕES DE REDUÇÃO DE VELOCIDADE

José Nilton de Abreu Costa
Universidade Federal do Ceará, Brasil, nilton_deha@yahoo.com.br

Marco Aurélio Holanda de Castro
Universidade Federal do Ceará, Brasil, marco@ufc.br

Luís Henrique Magalhães Costa
Universidade Estadual Vale do Acaraú, Brasil, luishenrique.uva@gmail.com

RESUMO:

O emprego de bombas de rotação variável é uma estratégia utilizada para reduzir os custos energéticos em sistemas de bombeamento. Quando a velocidade é alterada, o ponto de funcionamento da bomba é deslocado e, assim, ela passa a operar sob novas condições de vazão, altura manométrica e, consequentemente, rendimento. Desta forma, faz-se necessária a determinação do rendimento de uma bomba em seu novo ponto de funcionamento. Na literatura, existe uma fórmula empírica que propõe uma estimativa para este novo rendimento (fórmula de Sârbu e Borza). Este trabalho tem por objetivo avaliar a precisão dos resultados oferecidos por esta fórmula e, em seguida, propor um ajuste no seu expoente com o intuito de tornar as suas estimativas mais precisas. Para isso, foram escolhidos os catálogos de cinquenta bombas, sendo dez de cada uma dentre cinco determinadas marcas. Em cada bomba, foram realizados três testes de redução de velocidade. Em cada teste, o rendimento no novo ponto de operação estimado pela fórmula ajustada foi comparado com o calculado através das Leis de Afinidade e com o estimado através da fórmula original de Sârbu e Borza.

ABSTRACT:

The use of variable speed pumps is a strategy used to reduce energy costs in pumping systems. When the speed is changed, the operating point of the pump is moved so that it starts operating under new flow conditions, gauge height and, consequently, efficiency. In this way, it is necessary to determine the efficiency of a pump at its new operating point. In the literature, there is an empirical formula that proposes an estimate for this new income (formula of Sârbu and Borza). This work aims to evaluate the accuracy of the results offered by this formula and then propose an adjustment in its exponent in order to make its estimates more accurate. For this, the catalogs of fifty bombs were chosen, ten of each of five brands being branded. In each pump, three speed reduction tests were performed. In each test, the yield at the new operating point estimated by the fitted formula was compared to that calculated by the Affinity Laws and the estimated by the original formula of Sârbu and Borza.

PALAVRAS-CHAVE: bombas hidráulicas; estimativa de rendimento; consumo energético.

INTRODUÇÃO

Os sistemas de abastecimento de água necessitam quase sempre do funcionamento de bombas hidráulicas, que permitem a condução da água na quantidade demandada e na devida pressão até o seu consumidor final. De acordo com Sârbu e Borza (1998), a fim de assegurar uma pressão de bombeamento apropriada, uma fração que varia de 70 a 80% da energia total consumida em sistemas de abastecimento em áreas industrialmente povoadas é usada somente para esta finalidade.

Conforme Cipolla et al. (2011), a condução de fluidos com máximo rendimento é considerado requisito de grande importância em indústrias, no saneamento, na irrigação, e em outras diversas áreas que utilizam bombas hidráulicas, já que diminuem os custos com a implantação do sistema de bombeamento, assim como a sua manutenção e os gastos com energia. Para isso, são feitos experimentos em laboratório com a finalidade de estudar o comportamento de uma bomba hidráulica, assim como o seu desempenho.

A diminuição das despesas atreladas ao funcionamento das bombas pode ser alcançada através da redução do consumo de energia. Segundo Marchi et al. (2012), uma alternativa atrativa para alcançar essa meta é o uso de bombas de rotação variável (BRV) em vez de bombas de rotação fixa. As BRV's são bombas acopladas a um motor controlado por uma unidade de freqüência variável, cuja finalidade é alterar a fonte de alimentação para variar a velocidade de rotação da bomba de modo a fazê-la operar com o maior rendimento possível.

Rodrigues (2007) afirma que através do controle da rotação do motor, o conversor de frequência promove a alteração da curva da bomba mantendo-se constante a curva do sistema ou curva da instalação. Isso faz com que o consumo de energia seja proporcional a rotação do motor, ou seja, nem mais nem menos, apenas o necessário.

Segundo Sârbu e Valea (2015), as bombas de rotação variável permitem o controle contínuo sobre a pressão da água quente de acordo com a carga térmica em um determinado momento. Operar a velocidades reduzidas resulta em outros benefícios, como cargas de rolamento mais baixas, confiabilidade melhorada, custos de manutenção mais baixos e emissões fugitivas diminuídas, eliminando a válvula de controle na tubulação associada.

Georgescu et al. (2014) avaliam que em muitas situações, em virtude da demanda do sistema ser variante, as bombas funcionam com um rendimento significativamente abaixo do que é possível, o que tem um efeito crescente sobre o consumo de energia da bomba. À medida que a consciência social do ambiente tem aumentado o interesse público em eficiência energética, dado que as bombas têm um potencial notável de economia de energia, a otimização do consumo de energia da bomba se tornou um tema bastante estudado.

Um estudo de avaliação de eficiência de bombas, realizado pela HYDRATEK (2013), em oito municípios da Província de Ontário no Canadá, verificou que as bombas de água atualmente em uso têm eficiência de pico 9,3% menor do que o estado originalmente fabricado. Além disso, essa diferença aumenta para 12,7% quando contabiliza o fato de que muitas dessas bombas operam em intervalos fora de suas eficiências máximas. Embora, nesse estudo, a eficiência média para a conversão de energia elétrica em trabalho útil produzido pela bomba tenha sido de 81,4% no projeto original das bombas (e motores), a eficiência instalada foi de apenas 69,4%. O poder resultante desperdiçado através dessa ineficiência combinada é de aproximadamente 33,7 GWh de energia desperdiçada anualmente.

Com a mudança na velocidade de rotação ocorre o deslocamento do ponto de operação da bomba, acarretando mudanças nos valores de vazão, altura manométrica, potência e rendimento. Assim, há uma necessidade de se estimar, com a máxima precisão possível, o rendimento da bomba nas suas novas condições de funcionamento, uma vez que está diretamente relacionado com o consumo de energia do sistema.

Na literatura encontra-se a fórmula empírica proposta por Sârbu e Borza (equação 1) para o cálculo do novo rendimento.

$$\eta_2 = 1 - (1 - \eta_1).\left(\frac{N_1}{N_2}\right)^{0.1} \qquad [1]$$

Na equação 1, N significa a velocidade de rotação da bomba, η é o rendimento e os índices 1 e 2 exprimem os estados inicial e final, respectivamente.

Mediante o contexto exposto, este trabalho tem por objetivo medir a precisão dos rendimentos estimados pela Equação de Sârbu e Borza e, em seguida, propor uma alteração no expoente da mesma, intentando tornar os seus resultados mais fidedignos.

REDUÇÃO DE VELOCIDADE

Conforme afirmam Marchi e Simpson (2013), os coeficientes adimensionais das bombas são usados para descrever o comportamento de bombas semelhantes quando a velocidade de rotação N (rpm) ou o diâmetro do rotor D (m) são modificados. C_Q, C_H e C_P são os coeficientes de vazão, altura manométrica e potência, respectivamente,

$$C_Q = \frac{Q}{ND^3} \qquad [2]$$

$$C_H = \frac{gH}{N^2D^2} \qquad [3]$$

$$C_P = \frac{P}{\rho N^3 D^5} \qquad [4]$$

Supondo que existam duas bombas iguais, de mesmo tamanho, que recalcam o mesmo tipo de fluido, operando com velocidades de rotação diferentes: N_1 e N_2, é fato que haverá semelhança geométrica, já que as bombas são iguais (mesmo diâmetro). Assim, conforme Santos (2007), impondo a semelhança completa, igualando os adimensionais e cancelando as grandezas mantidas constantes, chega-se às seguintes relações de semelhança, também conhecidas por leis de similaridade.

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{N_1}{N_2} \qquad [5]$$

$$\frac{H_1}{H_2} = \left(\frac{N_1}{N_2}\right)^2 \qquad [6]$$

$$\frac{P_1}{P_2} = \left(\frac{N_1}{N_2}\right)^3 \qquad [7]$$

Simpson e Marchi (2013) apontam que as leis de similaridade afirmam que a variação na vazão, na altura manométrica e na potência da bomba são funções linear, quadrática e cúbica, respectivamente, da mudança na velocidade de rotação da bomba.

METODOLOGIA

Os procedimentos metodológicos referentes a esta investigação foram realizados no Laboratório de Hidráulica Computacional (LAHC) da Universidade Federal do Ceará (UFC). Os mesmos consistem em testes de cunho não experimental que, no entanto, permitiram uma análise da acurácia dos valores fornecidos pela equação de Sârbu e Borza. A partir dos resultados desses testes, foi possível ainda ajustar o expoente da referida fórmula, tornando melhor a confiabilidade de suas estimativas.

Preliminarmente, o procedimento consistiu na escolha de 5 marcas de bombas e, em seguida, na tomada de 10 unidades de cada uma dessas marcas. Através das informações contidas nos manuais dessas 50 bombas, foram extraídas as curvas de desempenho e de rendimento à velocidade de rotação nominal. As equações das curvas mencionadas foram obtidas com o uso de planilhas eletrônicas do Microsoft Excel, através da função "adicionar linha de tendência", selecionando a opção "exibir equação no gráfico".

Posteriormente, depois de obtida a equação da curva da bomba para a velocidade nominal de rotação, foram determinadas as equações das curvas de performance da bomba para velocidades correspondentes a 70%, 80% e 90% da medição nominal. Então, procedendo-se desse modo, a fórmula de Sârbu e Borza foi testadas três vezes para cada bomba, perfazendo assim um total de 150 testes.

Em seguida, estipulou-se para cada bomba uma equação da curva do sistema que intersectasse as curvas da bomba relativas às mencionadas velocidades consideradas (70%, 80%, 90% e 100% da medição nominal). Construíram-se os gráficos referentes aos ensaios feitos em cada bomba, identificando-se quatro pontos de operação: PO_1, PO_2, PO_3 e PO_4, conforme a figura 1.

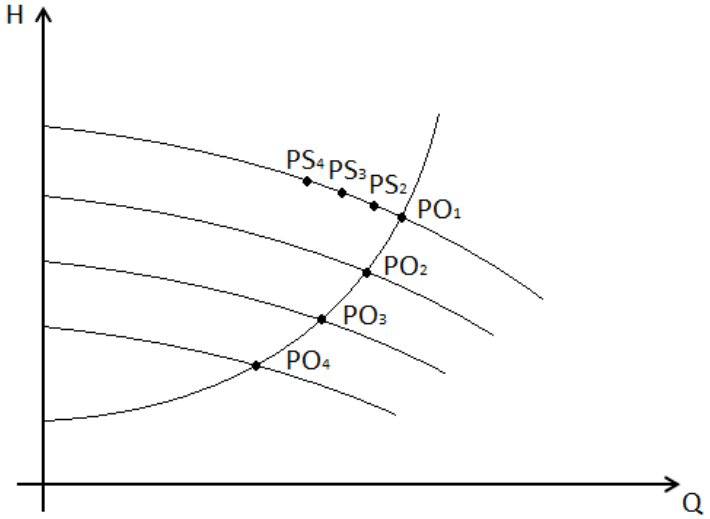


Figura 1.- Pontos de operação e pontos semelhantes.

Por último, os rendimentos dos pontos PO_2, PO_3 e PO_4 foram estimados pela fórmula de Sârbu e Borza. Tais valores estimados foram postos comparação com os rendimentos calculados com o intermédio das leis de similaridade. Então, em cada bomba e a passo de redução de rotação, calculou-se, pela equação 5, o erro da estimativa fornecida pela equação analisada ema cada teste.

$$Erro = \left|\eta_{SB} - \eta_{LS}\right| \qquad [8]$$

Ao final da realização dos 150 testes, identificou-se cabível a oportunidade de se realizar um ajuste no expoente da fórmula de Sârbu e Borza (0.1) para que os valores de rendimento estimados por ela pudessem ser ainda mais próximos aos calculados com o apoio das leis de similaridade. Em cada teste, determinou-se o valor numérico ideal para o expoente que proporcionasse uma melhor estimativa de rendimento e, assim, constatou-se que tal valor procurado não seria constante, mas sim uma função da vazão Q_0 no ponto de operação inicial da bomba, em metros cúbicos por hora.

Nesta fase, levantaram-se algumas hipóteses sobre a função de Q_0 a substituir o expoente da equação de Sârbu e Borza. Diversas funções matemáticas de diferentes classes (polinômios, senóides, radicais e expressões logarítmicas) foram testadas no lugar do expoente 0.1. As expressões que mais adequaram os valores de rendimento estimados pela nova fórmula aos calculados pelas relações de semelhança foram as funções que envolviam polinômios de primeiro grau de Q_0. Propôs-se, então, a seguinte fórmula de Sârbu e Borza ajustada:

$$\eta_2 = 1 - (1 - \eta_1).\left(\frac{N_1}{N_2}\right)^{0.002Q_0} \qquad [9]$$

RESULTADOS

As Tabelas 1 e 2 exibem, para cada um dos cento e cinquenta testes realizados, os valores dos rendimentos estimados pela fórmula de Sârbu e Borza e pela fórmula ajustada proposta neste trabalho. Na primeira bomba, foram feitos os testes de números 1, 2 e 3. Na segunda bomba, foram feitos os testes de números 4, 5 e 6. E assim, de uma forma geral, na enésima bomba ($1 \leq n \leq 50$), foram feitos os testes de números $3n - 2$, $3n - 1$ e $3n$.

Tabela 1.- Rendimentos e erros referentes às fórmulas analisadas nos testes 1 a 60.

Teste	L. Similaridade	Sârbu e Borza	S e B Ajustada	Teste	L. Similaridade	Sârbu e Borza	S e B Ajustada
1	81.78	82.47	80.88	31	57.07	57.66	57.91
2	80.36	82.27	78.67	32	55.04	57.15	57.69
3	77.80	82.03	75.86	33	50.32	56.58	57.44
4	62.80	62.73	62.99	34	67.21	66.91	66.90
5	62.04	62.29	62.84	35	66.73	66.52	66.49
6	60.13	61.78	62.67	***36***	64.89	66.07	66.02
7	82.52	82.51	82.05	***37***	74.12	74.53	74.10
8	81.91	82.30	81.30	***38***	72.69	74.23	73.30
9	80.59	82.06	80.42	***39***	69.24	73.88	72.36
10	84.46	84.91	83.10	***40***	57.96	57.59	57.80
11	83.40	84.73	80.59	***41***	57.64	57.09	57.53
12	81.33	84.53	77.29	42	56.61	56.51	57.22
13	63.34	62.81	63.10	43	60.97	61.43	61.53
14	63.07	62.37	62.99	44	59.34	60.98	61.18
15	61.10	61.86	62.86	45	55.86	60.45	60.78
16	79.40	79.00	79.08	***46***	73.74	74.31	74.28
17	79.28	78.76	78.92	***47***	72.32	74.01	73.93
18	78.28	78.47	78.73	***48***	69.63	73.66	73.54
19	84.66	84.29	84.18	***49***	77.87	78.14	78.08
20	84.76	84.10	83.86	***50***	76.91	77.88	77.74
21	84.46	83.89	83.50	***51***	74.79	77.58	77.36
22	80.20	80.34	79.99	***52***	66.53	66.73	66.62
23	79.60	80.10	79.35	***53***	65.48	66.33	66.11
24	78.41	79.84	78.60	***54***	63.22	65.88	65.52
25	77.62	78.15	77.25	***55***	80.45	81.38	80.98
26	76.35	77.89	75.93	***56***	78.41	81.15	80.30
27	73.97	77.59	74.33	***57***	74.14	80.90	79.50
28	84.73	85.09	83.97	***58***	82.69	83.69	82.42
29	83.85	84.91	82.41	***59***	80.59	83.50	80.65
30	82.16	84.71	80.45	***60***	76.23	83.28	78.42

Tabela 2.- Rendimentos e erros referentes às fórmulas analisadas nos testes 61 a 150.

Teste	L. Similaridade	Sârbu e Borza	S e B Ajustada	Teste	L. Similaridade	Sârbu e Borza	S e B Ajustada
61	34.06	33.60	34.24	***106***	64.13	63.93	63.99
62	33.40	32.81	34.17	***107***	63.73	63.50	63.63
63	31.53	31.91	34.10	108	62.80	63.01	63.22
64	33.73	33.06	33.70	***109***	64.45	65.08	64.74
65	33.46	32.27	33.62	***110***	62.73	64.66	63.94
66	32.48	31.36	33.54	***111***	59.35	64.19	63.01
67	62.54	62.24	62.47	112	48.91	48.83	48.48
68	62.27	61.79	62.29	113	48.05	48.23	47.48
69	61.50	61.28	62.08	***114***	46.27	47.53	46.31
70	60.81	60.42	60.64	115	70.88	71.01	70.01
71	60.62	59.95	60.43	116	69.92	70.67	68.47
72	60.00	59.42	60.18	***117***	67.59	70.27	66.64
73	60.26	61.26	60.85	118	51.98	51.31	48.32
74	57.87	60.80	59.91	119	52.06	50.73	44.10
75	53.25	60.28	58.82	120	51.80	50.07	38.91
76	56.64	57.12	57.48	***121***	45.21	44.89	45.40
77	55.13	56.62	57.39	122	44.70	44.24	45.32
78	52.39	56.03	57.27	123	43.54	43.49	45.23
79	28.24	27.55	28.20	***124***	53.23	52.39	52.82
80	28.05	26.69	28.08	***125***	53.58	51.83	52.75
81	27.56	25.71	27.94	***126***	53.84	51.18	52.67
82	32.73	31.90	32.49	***127***	58.60	58.40	58.75
83	32.67	31.10	32.35	128	58.06	57.90	58.65
84	32.00	30.17	32.19	129	56.75	57.34	58.55
85	38.13	37.44	38.06	***130***	63.71	63.57	63.86
86	38.09	36.70	38.02	131	63.25	63.13	63.76
87	37.82	35.84	37.97	132	62.26	62.64	63.64
88	35.50	35.24	35.82	***133***	54.84	54.40	54.75
89	34.75	34.47	35.71	***134***	54.54	53.85	54.62
90	33.26	33.59	35.58	135	53.47	53.23	54.47
91	38.69	38.11	38.57	***136***	54.53	54.00	54.17
92	38.38	37.38	38.36	***137***	54.33	53.46	53.81
93	37.35	36.53	38.12	***138***	53.35	52.83	53.40
94	40.47	39.61	40.15	139	54.89	54.74	55.17
95	40.70	38.89	40.04	140	54.01	54.20	55.12
96	40.85	38.07	39.92	141	51.57	53.58	55.07
97	51.84	51.01	51.34	***142***	77.81	78.56	77.22
98	52.14	50.43	51.13	***143***	76.16	78.31	75.33
99	52.24	49.76	50.89	***144***	73.05	78.02	72.99
100	47.61	47.06	47.23	145	69.48	69.13	68.71
101	47.33	46.44	46.80	146	69.18	68.76	67.86
102	46.21	45.72	46.30	147	67.84	68.34	66.87
103	46.36	45.89	45.89	***148***	62.80	63.31	63.29
104	45.94	45.25	45.24	***149***	61.31	62.87	62.83
105	44.59	44.51	44.50	***150***	58.52	62.37	62.31

A precisão da fórmula ajustada pode ser comparada com a da fórmula original de Sârbu e Borza, a cada teste, através das Tabelas 1 e 2. Pode-se identificar que em 91 do total de testes esta nova fórmula ajustada apresentou valores de rendimento mais precisos do que ambas a fórmula empíricas original. Nas referidas tabelas estão destacados em negrito itálico os números dos testes em que esta observação ocorreu.

CONCLUSÕES

Num sistema de bombeamento, a utilização de bombas de rotação variável implica a necessidade de se determinar, com o máximo de precisão possível, o rendimento do novo ponto de funcionamento quando a sua velocidade for alterada. Considerando o fato de que o custo energético com o sistema de bombeamento de uma rede de abastecimento de água está intimamente relacionado com o seu rendimento, este trabalho se propôs a melhorar a estratégia de se fazer tais estimativas.

Na ocasião da realização dos testes, esta pesquisa tinha inicialmente o intuito de apenas avaliar as estimativas de rendimento da fórmula empírica de Sârbu e Borza. Entretanto, durante a realização de tais procedimentos, verificou-se cabível e viável a hipótese de se desenvolver uma nova fórmula, a partir do ajuste de um expoente da fórmula original, para a determinação do rendimento para uma BRV. A fórmula ajustada foi testada para reduções de velocidade até 70% da medição nominal de rotação de cada bomba. Os seus resultados apontaram uma maior precisão em relação à fórmula de Sârbu e Borza original, através do somatório e da média dos erros obtidos em cada teste e, ainda, através da quantidade de testes nos quais a estimativa da nova fórmula foi mais precisa do que as estimativas das outras duas fórmulas.

A utilização da fórmula de Sârbu e Borza ajustada é, portanto, vantajosa em relação à fórmulas anteriormente enunciada na literatura, uma vez que a sua estimativa mais precisa do rendimento da bomba em seu novo ponto de funcionamento proporciona um cálculo mais acurado da potência e, consequentemente, do consumo de energia no sistema de bombeamento.

REFERENCIAS

Cipolla, E. Z.; Silva, F. G. B.; Tiago Filho, G. L.; Barros, R. (2011). "M. Avaliação da Distribuição de Velocidades em Uma Bomba Centrífuga Radial Utilizando Técnicas de CFD". RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 16, n. 3, p. 71-79.

Georgescu, A. M.; Cosoiu, C. I.; Perju, S.; Georgescu, S. C.; Hasegan, L.; Anton. A. (2014). "Estimation of the Efficiency for Variable Speed Pumps in EPANET Compared with Experimental Data". Procedia Engineering 89, p. 1404-1411.

Hydratek, D. (2013). "Toward Municipal Sector Conservation: A Pump Efficiency Assessment and Awareness Pilot Study". HydraTek & Associates, Canada.

Marchi, A.; Simpson, A. R; Ertugrul, N. (2012). "Assessing variable speed pump efficiency in water distribution systems". Engineering and Science, v. 5, n. 1, p. 15-21.

Marchi, A.; Simpson, A. R. (2013). "Correction of the EPANET inaccuracy in computing the efficiency of variable speed pumps". Journal of Water Resources Planning and Management, v. 139, n. 4, p. 456-459.

Rodrigues, W. (2007). "Critérios para o uso eficiente de inversores de frequência em sistemas de bombeamento de água". 2007. Tese de doutoramento. Universidade Estadual de Campinas.

Santos, S. L. (2007). "Bombas & Instalações Hidráulicas". São Paulo: LCTE Editora.

Sârbu, I.; Borza, I. (1998). "Energetic optimization of water pumping in distribution systems". Mechanical Engineering, v. 42, n. 2, p. 141-152.

Sârbu, I.; Valea, E. S. (2015). "Energy Savings Potential for Pumping Water in District Heating Stations". Sustainability, v. 7, iss. 5, p. 5705-5719.

Simpson, A. R.; Marchi, A. (2013). "Evaluating the approximation of the affinity laws and improving the efficiency estimate for variable speed pumps". Journal of Hydraulic Engineering, v. 139, n. 12, p. 1314-1317.

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

IDENTIFICACIÓN DE MEJORA EN EL PROCESO DE GENERACIÓN DE PROTOTIPOS DE MODELOS HIDRÁULICOS EN 3-D

Fidel Rafael Gómez Mendoza, Carlos Isaac Tapia Bustos, Alejandro Martínez Rodríguez, Fonseca Moreno Omar y Flavio Ferrán Riquelme
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, México, rafaael_gomez@tlaloc.imta.mx

RESUMEN:

La incursión en la tecnología 3-D para generación de prototipos de estructuras hidráulica en modelos a escala ha constituido una alternativa idónea para elementos de geometría compleja. Esta tecnología permite cambiar el paradigma local de construcción y permite obtener la resolución ~ 0.2 mm en la modelación de flujo y performance de obras hidráulicas a escala dentro de ámbitos congruentes a los parámetros a evaluar. La experiencia alcanzada en esta incursión ha permitido detectar mejora en la generación de prototipos, optimando los elementos en modelos de diversos materiales. La versatilidad de la técnica ha permitido discriminar los componentes que es conveniente generar y emplear estructuras compuestas; incluso modelos dinámicos para esclarecer comportamiento y obtener información para toma de decisiones oportunamente. Además se han procesos para optimar el diseño propio de turbinas para estaciones de generación con mini-hidráulica y estructuras para viabilidad de este tipo de generación ante el auge del uso de energías renovables.

ABSTRACT:

In the field of hydraulic models, venturing into non-traditional areas of work, such as 3-D printing, have been very successful. 3-D printing technology allows shifting the existing local paradigm, with a ~ 0.2 mm resolution, of flow modelling and performance assessment of hydraulics works; in order to ensure consistency of approach in assessing the conditions. The accumulated experience of the integration achieved in this area include identify continuous improvement for composite material models. Because of its versatility, have been possible to discriminate printed elements and integrate composite structures; as well a dynamic models in order to assess performance patterns, gathering data for decision-making timely. Rapid prototyping with 3-D printing supports the turbine design, as well as for associated equipment; specifically for mini-hydraulic scale, considering local interest in renewable energy.

PALABRAS CLAVES: *Impresión 3-D, modelos hidráulicos a escala, mini-hidráulica.*

INTRODUCCIÓN

La integración de prototipos generados en 3-D para modelos hidráulicos a escala y equipos hidráulicos, e.g. compuertas, turbinas, receptáculos y accesorios, contribuye a evaluar el comportamiento del sistema estructural, y aportar información para toma de decisiones de la obra en dimensiones reales. La precisión, ~ 0.2 mm de los prototipos generados con en 3-D, supera las la rugosidad de superficies de los componentes con geometría compleja y crítica, con apego dimensional, superando cualquier otro método de construcción. La integración comprende el diseño de modelos híbridos en conjunto con materiales compuestos, resinas acrílicas, concretos, morteros, maderas naturales o artificiales y vidrio.

En el laboratorio de hidráulica del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA), se cuenta con experiencia acumulada de en este campo integrando un equipo de especialistas para optimar los recursos disponibles e identificar las limitaciones de esta tecnología 3-D, inicialmente para modelos hidráulicos. Simultáneamente, se ha desarrollado la generación de diferentes prototipos de turbinas para hidro-generación en el ámbito de mini-hidráulica, aprovechando la tendencia actual de utilización del uso de energía renovable y la capacidad disponible del laboratorio de hidráulica. Considerando que este tipo de generación se ha anquilosado en el país, a pesar de demostrar la factibilidad y rentabilidad en obras hidráulicas en el ámbito de medias y baja irrigación.

En este trabajo se comparte la experiencia acumulada identificando los aspectos asociados en la implantación de metodología y etapas de generación de prototipos, que inciden en factibilidad real en la arena de laboratorio. Es trascendente considerar el proceso integrado; difícil de ocurrir en la práctica.

IMPLANTACIÓN

La implantación se detona al contar con el equipo de generación 3-D, y asignación de un proyecto; el nivel de desarrollo identificar los parámetros de generación en corto tiempo; no obstante, debe considerarse que el amplio destino común de los prototipos 3-D no es está orientado a conformidad dimensional y funcional, como es requerido en modelos a escala.

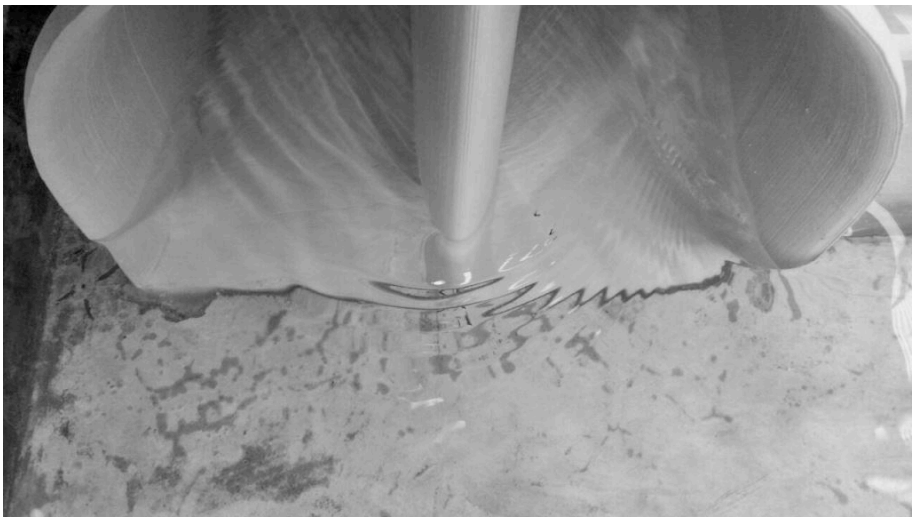


Figura 1.- Transición de entrada de túnel, con pila central, con recubrimiento catalizado para perfeccionamiento de superficie y protección contra intemperismo y operatividad.

Del modelo a escala, se requiere identificar los componentes críticos factibles de generar en 3-D, considerando dimensiones, tiempo de generación y otras alternativas de construcción. Crear la representación gráfica de la estructura hidráulica que se requiere modelar, e.g. vertedor, equipo,

transición de entrada, Fig. 1, etc., generalmente proveniente de un archivo de AutoCAD Civil 3D®; diseñar la construcción y obtener una proyección geométrica en un archivo tridimensional, STereoLithography (STL) en gabinete, en constante desarrollo hasta su validación.

El proceso de generación del prototipo 3-D y todo su desarrollo en el entorno de la tecnología, depende en establecer comunicación con quienes intervienen en cada fase del proyecto de modelación. Teniendo en cuenta velocidades de generación, aunado a la limitación de la tecnología, lograr prototipos en oportunidad al reducir el tiempo para materializar diseños desde su concepción hasta alcanzar un prototipo en función, se ha corroborado que se requiere de un proceso planificado multidisciplinario y sincronizado. Incluso sesgos en la modalidad de construcción de modelos y corrientes de superficie libre en una escuela dada.

Las superficies generadas por extrusión virtual para crear sólidos, deben orientarse a formas cerradas unidas, evitando dislocaciones, esquinas adheridas y traslapes, controlando los ángulos de entrada, tangentes, coincidencia en los tres ejes, revisión exhaustiva y constante del diseño. Por la experiencia ganada, se encontró el evitar generación a través de mallas, minimizando el empleo de poli-líneas. Particularmente cuando no utiliza un software exprofeso, e.g. SolidWorks, SW CAD Premium; desarrollo de superficies, ensambles y dibujo. Así como detección de interferencias en ensambles y disponibilidad de librerías. No obstante, el costo del mismo reduce la accesibilidad.

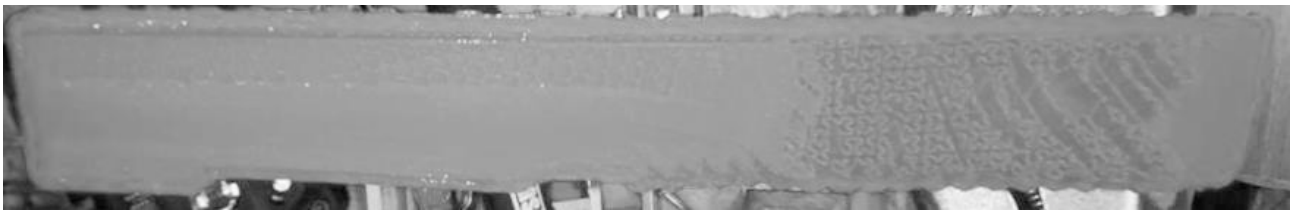


Figura 2.- Generación de impresión de deflector fallida al diseñar por medio de mallas, sin el software apropiado, construcción errática desde del soporte, relleno y superficie de trabajo.

Tras un riguroso análisis estructural, se ha ganado experiencia en optimar geometría, espesor, retícula de relleno, minimizando huecos y volúmenes innecesarios con el objeto de abatir consumo de material y lapsos de generación, manteniendo espacios >0.1 mm condición para la depositación mínima de filamentos; asegurando la resistencia de las condiciones de operación durante el modelado. Posteriormente por medio del software del equipo es factible refinar la configuración y atributos para la generación óptima de los prototipos; geometría y densidad del relleno, espesor, capas, etc.; así como condiciones del proceso de extrusión del filamento. Una vez depurada la construcción virtual, los prototipos físicos se generan en 3-D empleando equipo Makerbot Z18, tecnología de modelación por depositación fundida, Fused Deposition Modeling (FDM), consistente en generar un arreglo tramado de filamentos de polímero fundido, ácido poliláctico (PLA); inicialmente extrusión de estratos en el plano X-Y, y desplazamiento vertical en el eje Z para generar el objeto sólido.

El material utilizado, PLA, CAS #26100-51-6, poliéster alifático, éster del ácido láctico, característico por poseer alta tenacidad y rigidez, asociada a su módulo elástico, cristalización del orden del 37% o grado de arreglo molecular; al que se atribuye su densidad, dureza, transparencia o difusión. Es un termoplástico bioactivo, biodegradable por hidrolisis catalizada por enzimas, derivado de fuentes renovables. Es importante considerar su naturaleza para establecer su resistencia química en disolventes orgánicos, e.g. disolventes clorados, específicamente el cloruro de metileno y cloroformo, acetona, incluso mezclas de alcohol isopropílico para fusión alcalina; lo que permite manejo controlado, solubilidad o reblandecimiento, atmósferas con las que es factible lograr superficies lisas; se ha descartado esta técnica, al no controlar la variación dimensional en forma uniforme por este proceso.

La evaluación de la textura aparente se validó en acercamiento de la imagen en pantalla durante el desarrollo, con respecto a las dimensiones del prototipo, el tejido de los filamentos depositados y orden asociado en la formación de la estructura, particularmente e de las caras expuestas al fluido de trabajo en ensayos sistemáticos. El diseño y desarrollo de los prototipos se validó contra el diseño de origen, la versión procesada en el equipo, aunado a verificación dimensional, en diferentes ámbitos, comprendiendo planaridad e imagen de superficies, visual y con microscopía óptica. Los modelos 3D son editables, se permite realizar cambios de diseño y mejora al modelo original o desarrollos preliminares, incluso sin realizar una fabricación, y evaluar los resultados sobre implementación. Incluso generar detalles estructurales adicionales de obra o accesorios, como torres, rejillas, álabes, etc.

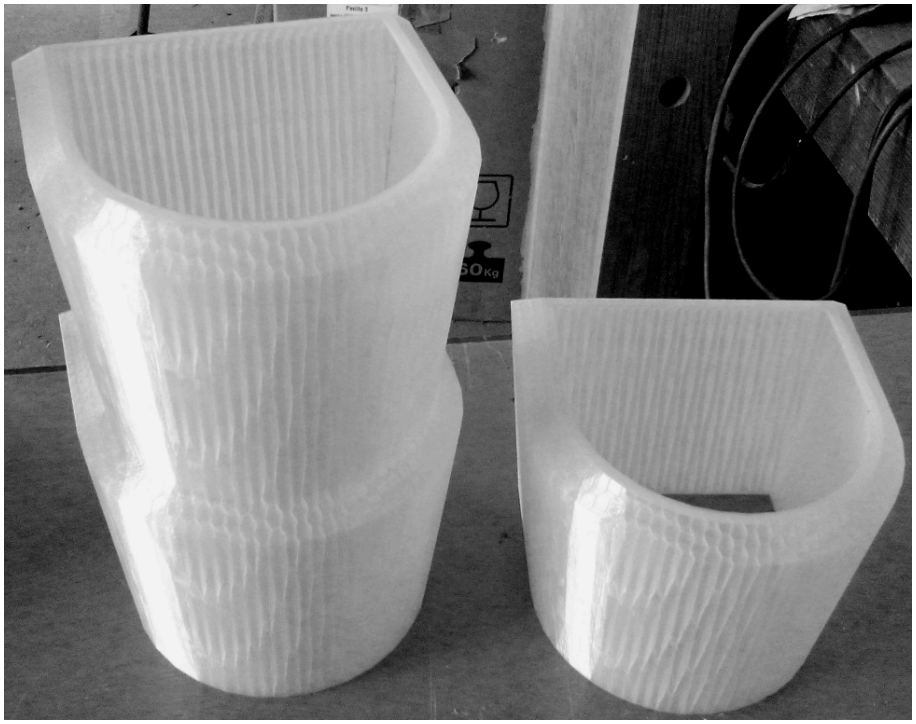


Figura 3.- Impresión modular de componentes de modelos hidráulicos.

Se consideró que los prototipos pueden sufrir cambios dimensionales lineales, como encogimiento y elongación, debido a la temperatura. La velocidad relativa de absorción de agua y el encogimiento del PLA son mínimos. Circunstancialmente, los componentes en modelos estacionarios, sufrirán deterioro por intemperismo, considerando que los prototipos se someten a ciclos de inmersión, secado, cambios de temperatura, diarios y estacionales; incluso incrustación debido al flujo de trabajo en lapsos de inactividad. No obstante, se comprobó que el polímero PLA con recubrimiento, posee suficiente estabilidad al intemperismo; incluso resistencia a la radiación UV por lapsos mayores a 18 meses, Fig. 1.

El volumen de generación del equipo disponible ha sido de 305 x 305 x 457 mm; sin embargo, se presenta saturación del sistema en prototipos complejos mayores a 280 mm, o al menos prolongados tiempos de procesamiento. Por lo que es recomendable optar por construcción modular, Fig. 3; obteniendo un desempeño superior del equipo, menor lapso en el procesamiento y construcción. Incuso se ha descartado la adquisición de máquinas de mayor volumen de generación, como alternativa. En la construcción de prototipos modulares o híbridos con integración a otros componentes de modelos hidráulicos típicos, ya sea acrílico, concreto, metal, etc., se evaluaron distintos tipos de unión entre prototipos y se experimentó con diversos adhesivos. Teniendo en cuenta que en general los prototipos se utilizan bajo condiciones de inmersión a baja presión <1 kg/cm^2

Se descartó el uso de adhesivos de ciano-acrilato, ethyl-2-cyanoacrylate, los más populares en medios, para uniones de PLA, particularmente para prototipos no operacionales, e.g. productos recreativos; incluso para incrementar resistencia se ensayó la práctica común de adicionar bicarbonato de sodio como carga. El secado no fue lo suficientemente rápido y provocó desalineación de la partes, no resistió el esfuerzo cortante y presentó baja resistencia a la fricción, e.g. lijado. Se han evaluado pastas poliéster, con comportamiento aceptable, para uniones con módulos estacionarios de acrílico, metil-metacrilato (MMA), a pesar de la diferencia de estabilidad dimensional.

Considerando la exposición en operación, para obtener piezas de calidad superficial óptima, las superficies expuestas al fluido de trabajo se perfeccionan, se ha optado como práctica probada por el uso de recubrimientos orgánicos e incluso metálicos o de películas adherentes e.g. fibra de carbón. Estos procesos requirieron retroalimentación y aprobación, tras validar la efectividad. Entre las diversas opciones de junta, adhesión y ensamble del PLA probadas, la pasta de relleno de resina poliéster catalizada produce la unión con mayor resistencia la tracción y libre de poros y fricción; considerando la naturaleza química y compatibilidad de ambos materiales. Es recomendable identificar la cantidad de catalizador óptima para acelerar el secado o prolongar la vida útil de la junta.

Durante la generación de prototipos mayores a 200 mm, se presentaron problemas de deformación, sobre la platina, incluso operando el sistema de enfriamiento del extrusor a máxima capacidad. La estabilización de objetos mejoró con el usó de adhesivo CubeStick® sobre cubierta de construcción de la platina del equipo.

Finalmente, para perfeccionamiento de la superficie expuesta al fluido de trabajo y garantizar la integridad del prototipo bajo las condiciones simulación de escenarios de inundación, con velocidades <0.9 m/s, previniendo la descamación o desprendimiento, se recubrió, con una capa <50 μm de primario acrílico-poliéster con endurecedor de poli isocianato; la adherencia y compatibilidad al PLA se logró por las sustancias que componen el recubrimiento, metil isobutil cetona, metil etil cetona, acetato de metil proxitol, cargas y resina acrílica. Primario con elevado poder cubriente, capacidad de relleno y gran adherencia al sustrato base; con densidad ~1.2 g/cm3 y estabilidad esperada de 2 años.

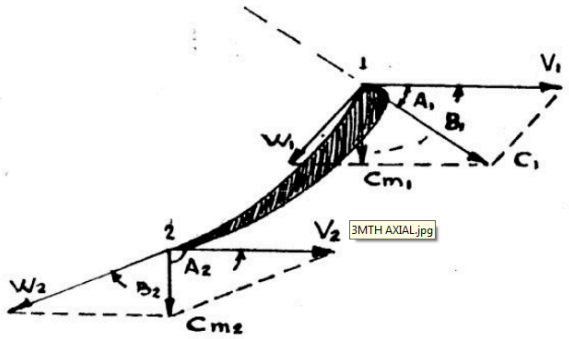
La experiencia acumulada comprendió prototipos de receptáculos para instrumentación en campo, e.g. extensómetros; con un comportamiento aceptable, que requiere desarrollo. Considerando la temperatura crítica de flexión bajo esfuerzo a 65 °C en la literatura gris, exposición en campo de estos prototipos presentó deformación. La acción prospectiva ha considerado reforzar y mejorar el diseño estructural, sin embargo, requiere considerar propiedades como capacidad calorífica ~1800 J/kg-K, conductividad térmica ~0.13 W/m-K o la difusividad térmica del material ~0.056 m2/s

En lo que respecta a diseños con partes móviles, como turbinas y compuertas, con ejes, chumaceras, etc. el PLA se comporta como plástico rígido (ASTM D621), característica que permite utilizar tornillos, pernos o remaches, previo diseño y minimización de zonas huecas en las zonas en que se instalaran dispositivos para fijar, considerando la densidad total aparente del filamento, del orden de 1.25 g/cm3 antes de extruir.

La tecnología 3-D permite el diseño pragmático de turbinas, la versatilidad de optimar el diseño de turbinas por proceso iterativo, destaca el triángulo de velocidades, modificando los ángulos de Entrada 1, y Salida 2, de cada álabe del rodete de la turbina, seguido de evaluación de flujo en laboratorio y el proceso de caracterización de una turbina dada. La confirmación del coeficiente de velocidad ϕ y diseño geométrico; fundamentado en la ecuación de Euler.

$$H = (C_1 \cos A_1 V_1 - C_2 \cos A_2 V_2)/gE$$

V = velocidad periférica [m/s]
C = velocidad absoluta
W = velocidad relativa
Cm = velocidad meridiana
A: ángulo formado por V y C
B: ángulo formado por V y W



Este ejemplo permite sustentar el potencial para el diseño de una turbina propia, con eficiencia hidráulica aceptable, en corto tiempo.

CONCLUSIONES

La tecnología 3-D ofrece una alternativa probada para atender la demanda de prototipos en el campo de obras y equipos hidráulicos, con base en aplicaciones reales, constituye una excelente herramienta, sin embargo, requiere mayor soporte metrológico, científico y analítico, para validar, desarrollar y establecer metodología de construcción de prototipos con un nivel tecnológico trascedente.

Implica del uso de materiales innovativos, acoplados a construcción compuesta de modelos híbridos. Permite la validación de prototipos con geometrías sofisticadas en lapsos cortos y a bajo costo, coadyuvando a la entrega de información para toma de decisiones en forma oportuna.

El uso de modelación 3-D para diseño y desarrollo, así como caracterización de turbinas permite la factibilidad de crear infraestructura propia, minimizando la dependencia de tecnologías en países de América Latina,

REFERENCIAS

De Siervo and De Leva (1978). "*Modern trends in selecting and designing Kaplan turbines". Water Power and Dam Construction*. Dec. 1977 / Jan. 1978.

Ferrán Riquelme Flavio (1992). "*Diseño hidráulico de una mini-turbina de tipo axial". Instituto de Investigaciones Eléctricas,* Morelos, México 1992.