

# 4

## HIDRÁULICA MARÍTIMA Y DE ESTUARIOS

HIDRÁULICA MARÍTIMA E DE ESTUÁRIOS

- ◆ **Hidráulica marítima**  
*Hidráulica marítima*
- ◆ **Dinámica de estuarios**  
*Dinâmica de estuários*
- ◆ **Procesos costeros y morfodinámica**  
*Processos costeiros e morfodinâmica*
- ◆ **Ingeniería de costas**  
*Engenharia de costas*
- ◆ **Manejo costero integrado**  
*Manejo costeiro integrado*

|  |      |
|--|------|
| ESTUDO DA CIRCULAÇÃO HIDRODINÂMICA NAS ENSEADAS DE ARRAIAL DO CABO NA ESTAÇÃO DO INVERNO<br><i>Felipe Gurgel, Antônio Oliveira y Paulo Rosman</i> .....  | 2226 |
| PERFILES DE TAMAÑO DE FLÓCULOS EN AMBIENTES CON ALTAS CONCENTRACIÓN Y VARIABILIDAD DEL MATERIAL SUSPENDIDO<br><i>Luis Thomas, Beatriz Marino y Giuliano Thomas</i> .....                               | 2236 |
| ESTUDO DA BALNEABILIDADE NA BAÍA DE GUARATUBA<br><i>Edson Costa Junior y Cynara Cunha</i> .....  | 2246 |
| PUENTE EN LA BOCA DEL ESTUARIO DEL RÍO PORTOVIEJO: ESTUDIO DE CASO<br><i>Jacinto Rivero Solórzano y José Solís Cabezas</i> .....   | 2257 |
| ESTUDIO DE PROTECCIÓN DE LA VÍA COSTERA SAN JACINTO - BAHÍA DE CARÁQUEZ<br><i>Jacinto Rivero Solórzano y José Solís Cabezas</i> .....  | 2269 |
| ANÁLISIS DE CIRCULACIÓN EN ESTUARIOS<br><i>Jose Antonio González-Vázquez, Erika Hernández Vivar y Marco Antonio Jacobo Villa</i> .....   | 2281 |
| PROYECCION DE LOS NIVELES DE INUNDACION ACTUAL Y FUTURA EN EL SISTEMA DE LAGOS Y CAÑOS DE CARTAGENA-COLOMBIA<br><i>Diana Cañate, María Guzmán y Javier Mouthon</i> .....                               | 2294 |
| SIMULACIÓN DE LAS CONDICIONES DE SEDIMENTACIÓN EN UN ESTUARIO CON UNA SINGULARIDAD BATIMÉTRICA<br><i>Rodrigo dos S. Peixoto, Rodrigo A. G. Silva, Beatriz Marino, Luis Thomas y Marcos Gallo</i> ..... | 2304 |
| RESPUESTA MORFODINÁMICA DE LAS PLAYAS DEL CARIBE COLOMBIANO ANTE EVENTOS EXTREMOS DE OLEAJE<br><i>Jairo Eduardo Cueto Fonseca y Luis Jesús Otero Díaz</i> .....  | 2313 |
| FORMACIÓN DE RIZOS DE ARENA INDUCIDOS POR LA INTERACCIÓN DEL OLEAJE CON UN DIQUE DE TALUD PERMEABLE<br><i>Anahí Silva Alcantar, Vicente Mendoza Ávila, Edgar Mendoza y Rodolfo Silva Casarín</i> ..... | 2320 |
| DETERMINACIÓN DE ÍNDICES DE VULNERABILIDAD POR INUNDACIÓN FLUVIAL. ENSENADA, BAJA CALIFORNIA, MÉXICO<br><i>Ernesto Hernández, Edgar Mendoza, Rodolfo Silva Casarín y Violeta Fernández</i> .....       | 2329 |
| CARACTERIZACIÓN MORFOLÓGICA E HIDRODINÁMICA DE LA PLAYA SABANCUY, CAMPECHE, MÉXICO<br><i>Angel Gabriel Kuc Castilla, Edgar Mendoza, Gregorio Posada Vanegas y Rodolfo Silva Casarín</i> .....          | 2340 |
| FUNCIONAMIENTO DE UN DIQUE SUMERGIDO HOMOGÉNEO DE PIEZAS MODULARES<br><i>Dea Maribel Cárdenas Rojas, Edgar Mendoza y Rodolfo Silva</i> .....   | 2352 |
| OPTIMIZACIÓN GEOMÉTRICA E HIDRÓDINAMICA DEL DISPOSITIVO UNDIMOTRIZ BLOW-JET<br><i>Erik Augusto Villagómez Reyes, Edgar Mendoza y Rodolfo Silva</i> .....   | 2363 |
| MODELACIÓN NUMÉRICA DE LA FALLA POR HUNDIMIENTO DE UNA ESTRUCTURA SUMERGIDA SOBRE UN SUELO FINO<br><i>Alejandro Alejandro Avila, Edgar Gerardo Mendoza Baldwin Rodolfo Silva Casarín</i> .....         | 2373 |
| ALTERAÇÕES MORFOLÓFICAS DE CURTO PRAZO NA PRAIA DO MINHOTO, RN-BRASIL<br><i>María de Fátima Matos, Ada Scudelari, Venerando Amaro y Vítor Rios</i> .....   | 2384 |
| ANÁLISE DO CALADO DINÂMICO NA BARRA NORTE DO RIO AMAZONAS<br><i>Yasmin Wasaka Goes, Leonardo de Almeida Leal, Marcos Gallo y Susana Vinzon</i> .....   | 2396 |
| O EFEITO DA SUBMERGÊNCIA NA EFICIÊNCIA DE QUEBRA-MARES FLUTUANTES DE GARRAFAS PLÁSTICA<br><i>Tiago Zenker Gireli, Luana Kann Kelch Vieira y Rafael de Melo Gandêncio Pedroso</i> .....                 | 2408 |

|   |      |
|---|------|
| ESTUDIO DE LA RESPUESTA DEL PERFIL DE PLAYA AL BALANCE ENERGÉTICO DE UN DIQUE SUMERGIDO<br><i>Manuel Arturo Castillo Rodríguez, Edgar Mendoza y Rodolfo Silva</i>   | 2418 |
| COMPARACIÓN DE VARIABLES QUE INDUCEN OPRESIÓN COSTERA CON RESPECTO A SU INTENSIDAD Y DURACIÓN, CASO DE ESTUDIO: PLAYA NORTE, CAMPECHE, MÉXICO<br><i>Debora Libertad Ramírez Vargas, Edgar Mendoza, Debora Lithgow y Rodolfo Silva</i> | 2429 |
| ESTUDIO NUMÉRICO DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN EL SUR-OESTE DE BAJA CALIFORNIA SUR, MÉXICO<br><i>Geovanni González, Edgar Mendoza Baldwin y Rodolfo Silva Casarín</i>   | 2439 |
| ESTUDIO DEL PATRÓN DE VELOCIDADES INDUCIDO POR DIFRACCIÓN DEL OLEAJE ALREDEDOR DEL MORRO DE UN ROMPEOLAS CON PERFIL EN "S"<br><i>Enrique Eduardo Hernández Montoya, Edgar Gerardo Mendoza Baldwin y Rodolfo Silva Casarín</i>         | 2451 |
| MODELO NUMÉRICO DE ALERTA Y PRONÓSTICO PARA LAS TOMAS DE AGUA POTABLE EN EL RÍO DE LA PLATA Y DELTA DEL PARANÁ<br><i>Sebastian Martijena, Sebastian Santisi y Diego Bottelli</i>  | 2462 |
| IMITACIÓN DE ARRECIFE CON FORMAS ORGÁNICAS PARA LA DEFENSA DE LA COSTA<br><i>Ana Gabriel Ríos Pérez, Edgar Gerardo Mendoza y Rodolfo Silva</i>  | 2472 |
| ESTABILIZACIÓN DE DUNAS EN PLAYAS DE MALDONADO URUGUAY<br><i>Bethy Molina y Federico Steffenino</i>   | 2480 |
| PROJETO PILOTO PARA MONITORAMIENTO E CONTENÇÃO DA EROÇÃO DA PONTA DA PRAIA - SANTOS (SP)<br><i>Patrícia Dalsoglio Garcia, Tiago Zenker Gireli y Kelly Kawai Venancio</i>  | 2487 |
| CARACTERIZACIÓN DEL SISTEMA LAGUNAR CHANTUTO-PANZCOLA EN LA RESERVA DE BIOSFERA LA ENCRUCIJADA, CHIAPAS, MÉXICO<br><i>Joseph Guevara, Rodolfo Silva Casarín y Edgar Mendoza Baldwin</i>   | 2498 |
| EL REBASE EN DIQUES DE ABRIGO PORTUARIO. CONTRASTE DE RESULTADOS: FORMULACIONES EMPÍRICAS, REDES NEURONALES Y ENSAYOS EN MODELO FÍSICO REALIZADOS EN EL CEDEX<br><i>Ramón Gutiérrez Serret, José M. Valdés y Jose M. Lozano</i>       | 2507 |
| VARIACIONES DE LA LÍNEA DE COSTA Y COMPORTAMIENTO DE LOS PERFILES DE PLAYA EN MÁS DE UNA DÉCADA EN EL SECTOR DE BOCAGRANDE, EN CARTAGENA DE INDIAS, COLOMBIA<br><i>Dalia Moreno Egel y Alfonso Arrieta Pastrana</i>                   | 2517 |

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

**ESTUDO DA CIRCULAÇÃO HIDRODINÂMICA NAS ENSEADAS  
DE ARRAIAL DO CABO NA ESTAÇÃO DO INVERNO**

***Felipe O. M. J. Gurgel***

*Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Brasil, fo.gurgel@gmail.com*

***Antônio R. M. B. Oliveira***

*Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Brasil, armb@puc-rio.br*

***Paulo C. C. Rosman***

*Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil, pccrosman@ufrj.br*

**RESUMO:**

Este trabalho busca descrever a circulação hidrodinâmica, durante o período do inverno, nas Enseadas de Arraial do Cabo (EAC) no município de mesmo nome, no Estado do Rio de Janeiro, por meio do módulo tridimensional (3D) do SisBaHiA® - Sistema Base de Hidrodinâmica Ambiental. Foram consideradas as situações de correntes geradas por maré com ventos, nos períodos de sizígia e quadratura. Os resultados obtidos pelo modelo foram confrontados com dados de campo medidos por um Perfilador Acústico de Corrente por Efeito Doppler (ADCP), nas proximidades do Boqueirão Sul (estreito), obtendo boa concordância. São apresentados gráficos de comparação entre séries temporais de elevação da superfície livre e entre os perfis de intensidade da corrente no componente zonal e meridional além dos campos de velocidades e de elevações para os cenários considerados.

**ABSTRACT:**

This work tries to describe the hydrodynamic circulation, during the winter period, in the Enseadas of Arraial do Cabo (EAC) in the municipality of the same name, in the State of Rio de Janeiro, through the tridimensional (3D) module of the SisBaHiA® - Base System of Environmental Hydrodynamics. The situations of currents generated by tide with winds in the periods of syzygy and quadrature were considered. The results obtained by the model were compared with field data measured by a Acoustic Doppler Current Profile (ADCP) near the Boqueirão Sul (strait) obtaining good agreement. Comparison graphs between time series of free surface elevation and between intensity profiles of the current in the zonal and meridional component are presented, as well as the maps of velocities and elevations for the scenarios considered.

**PALAVRAS CHAVES:** modelagem, circulação hidrodinâmica, SisBaHiA®, Arraial do Cabo.

## INTRODUÇÃO

O município de Arraial do Cabo, localizado no litoral leste do Estado do Rio de Janeiro, na Região dos Lagos, possui relevante importância social, econômica e ambiental, devido às atividades turísticas, pesqueiras, portuárias e de pesquisa. Em decorrência das diferentes atividades desenvolvidas, a maior parte delas no espaço marinho, faz-se necessário um maior entendimento acerca das forçantes de circulação dentro da EAC, em virtude de sua importância no auxílio da segurança e da navegação.

Este trabalho tem como objetivo descrever os padrões da circulação hidrodinâmica local considerando situações de correntes geradas por maré, com ventos predominantes do quadrante Norte-Leste (N-E), de fraca intensidade e provenientes de frente fria, no período do inverno, por meio da elaboração de um modelo hidrodinâmico na região estudada.

## METODOLOGIA

Utilizamos neste estudo o Sistema Base de Hidrodinâmica Ambiental ou simplesmente, SisBaHiA®, que é um sistema profissional de modelos computacionais que está em contínuo desenvolvimento no Instituto Aberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia (COPPE) da Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ), desde 1987, com ampliações de escopo e aperfeiçoamentos feitos por meio de várias teses de mestrado e doutorado, além de projetos de pesquisa. O sistema tem sido adotado em estudos e projetos contratados à Fundação Coppetec envolvendo modelagem de corpos de água naturais (Rosman, 2016).

O SisBaHiA® possui um modelo hidrodinâmico de linhagem FIST 3D (*Filtered in Space and Time 3D - Tridimensional*), otimizado para corpos de águas naturais utilizado no presente estudo. A linhagem FIST 3D representa um sistema de modelagem de corpos de água com superfície livre composta por uma série de modelos hidrodinâmicos, nos quais a modelagem da turbulência é baseada em técnicas de filtragem, semelhantes àquelas empregadas na Simulação de Grandes Vórtices (LES - *Large Eddy Simulation*). A versão FIST 3D resolve as equações completas de *Navier-Stokes* com aproximação de águas rasas.

O domínio da modelagem do presente estudo abrange o contorno das Enseadas de Arraial do Cabo, incluindo as ilhas dos Porcos e do Cabo Frio, as praias dos Anjos, do Forno e do Farol, compreendidas entre as latitudes 22° 57,7' S e 23° 00,19'S e as longitudes 041° 58,7'W e 042° 01,2'W.

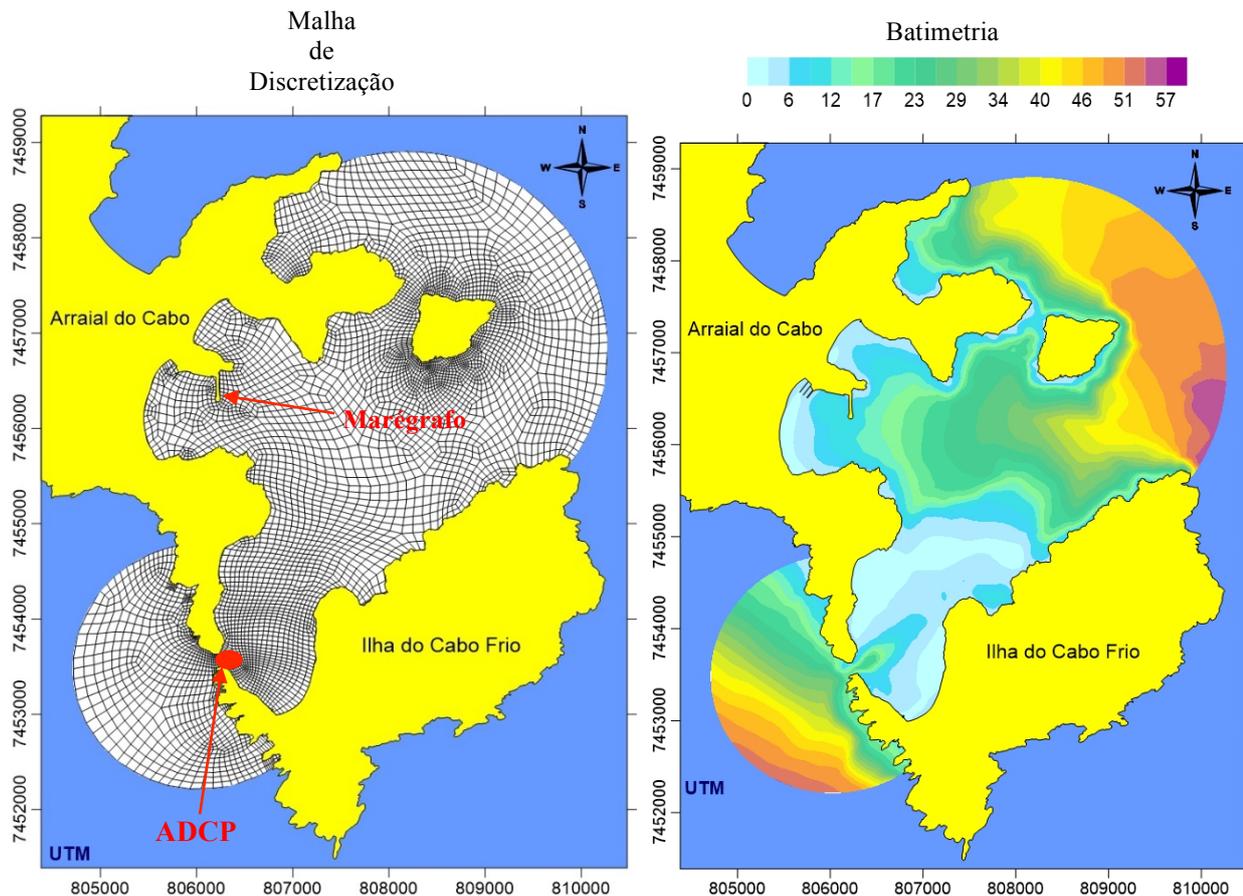
Os contornos de terra representam as margens do domínio de modelagem, assim como as ilhas. Estes foram obtidos por meio da digitalização de imagens do satélite do *Google Earth*, acessadas durante o mês de março de 2015. O contorno do mar representa o encontro da massa d'água a ser modelada com a massa d'água exterior. Foi definida de forma que toda a região de interesse estivesse inserida no domínio e suficientemente afastada da fronteira aberta. Os contornos foram representados em coordenadas UTM (WGS84 – Zone 23S) e, então, desenhados por meio do programa computacional *Surfer 12*.

A malha de discretização (figura 1), no domínio da área de estudo, foi confeccionada com o uso da ferramenta de geração de malhas, o *software Argus ONE Student Version 4.2.0q*. A partir desse momento, a malha, somente com nós nos vértices, foi importada para o SisBaHiA®, onde os nós no meio dos vértices e no meio do elemento foram gerados.

Procurou-se desenhar a malha de forma homogênea, porém com uma discretização mais refinada na área do Boqueirão Sul, local para calibração do modelo. O domínio de modelagem foi discretizado por meio de uma malha que se subdividiu em 1.295 elementos finitos biquadráticos, contabilizando 5.570 nós no plano horizontal, sendo que 678 perfazem parte do contorno de terra, 106 do contorno aberto, 4 são parte do contorno terra/aberto e 4790 são nós internos.

A área da malha possui 17.232.925,245 m<sup>2</sup>, seu volume de água tem 439.279.052,492 m<sup>3</sup> e profundidade média de 25,49 metros.

As informações referentes à batimetria (figura 2) da região foram retiradas da Carta Náutica nº 1503, confeccionada pela Diretoria de Hidrografia e Navegação (DHN): Enseadas do Cabo Frio. Escala 1:20.000.



**Figura 1:** Domínio modelado na EAC, indicando a malha de discretização em elementos finitos quadrangulares biquadráticos com linhas internas interligando os nós dos elementos.

**Figura 2:** Batimetria da região de estudo interpolada por triangulação linear a partir dos dados da Carta Náutica nº 1503 da DHN através do programa computacional *Surfer 12*.

O SisBaHiA® admite especificação pontual do tipo do material de fundo. Para tal, o referido sistema usa interpolação biquadrática para os valores da rugosidade equivalente do fundo, que retrata o tipo de material existente na posição. Os dados sedimentológicos foram retirados dos trabalhos de Savi (2002), Mega et al. (2015) e da Carta Náutica nº 1503.

Os dados de maré foram fornecidos pela Divisão de Dinâmica Costeira e Estuarina do Instituto de Estudos do Mar Almirante Paulo Moreira (IEAPM) para o período do estudo, meses de julho, agosto e setembro de 1999, retiradas da Estação Maregráfica da Enseada dos Anjos, localizada no Porto do Forno, latitude 22° 58,3' S e longitude 042°00,9' W (FEMAR, 2016). A posição do marégrafo pode ser visualizada na figura 1.

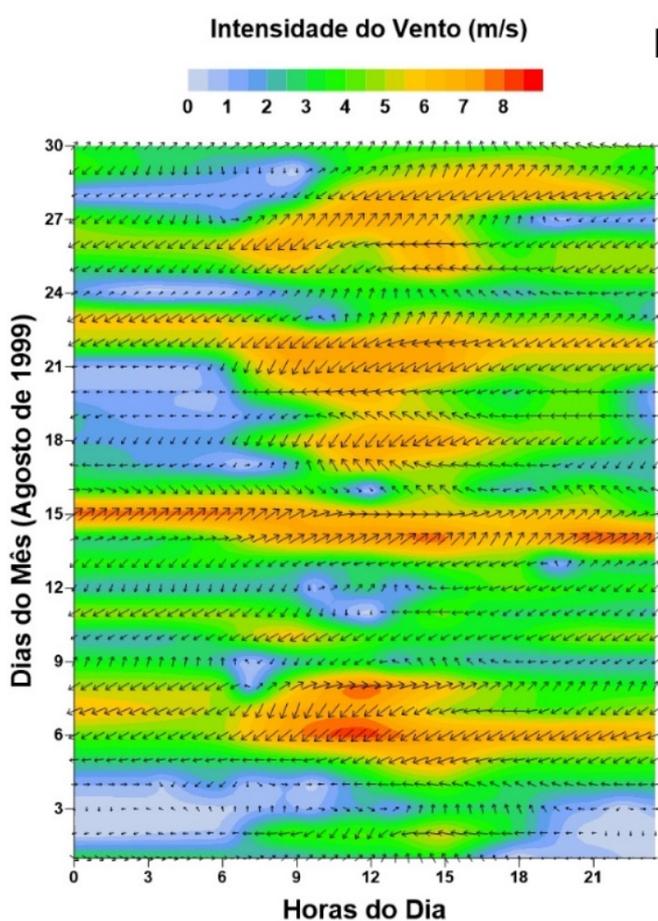
Os dados de vento para inserção no modelo foram fornecidos pela Estação Meteorológica da Base Aérea Naval de São Pedro d'Aldeia (BAENSPA), localizada na Latitude 22° 00' 49" S e Longitude 042° 05' W, fornecidos para os seguintes horários 06h, 09h, 12h, 15h, 18h e 21h no fuso OSCAR (+2), havendo necessidade de interpolação dos referidos dados. O método utilizado de interpolação foi a quadrática. As intensidades foram inseridas em (m/s) e as direções em azimute.

A BAENSPA possui observações a uma altura de 19 metros em relação ao nível do mar, não coincidindo com o nível de 10 metros de referência que é adotado pelo SisBaHiA®. Para o

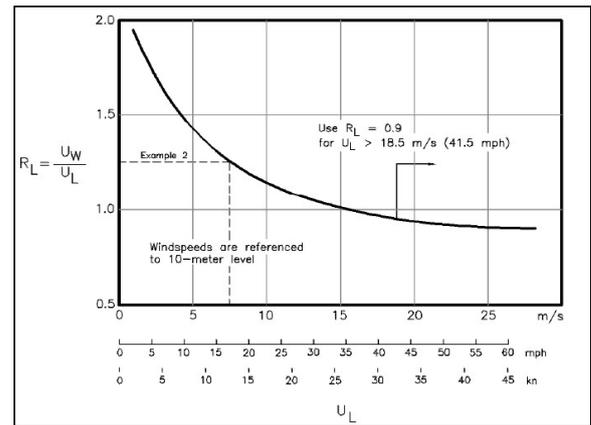
ajustamento do nível, foi usado a regra prevista no *Coastal Engineering Manual* (CEM, 2008), onde  $z$  é a medida em metros da altura em relação ao nível do mar, no caso 19 metros.

$$U_{10} = U_z \left( \frac{10}{z} \right)^{1/7} \quad [1]$$

Outro ajuste que foi realizado refere-se à relação de diferença entre a intensidade dos ventos sobre o mar e sobre a terra pois a estação da BAENSPA está em terra. Isto se deve à diferença de rugosidade entre estas superfícies, que é uma função da intensidade do vento, fazendo com que a relação entre as intensidades de vento sobre o mar e sobre a terra sejam não-lineares (CEM, 2008).



**Figura 4:** Direção e intensidade do vento para o mês de agosto de 1999. Percebem-se ventos mais fortes no período da tarde e ventos com menor intensidade no período da manhã. Fonte: Marinha do Brasil - BAENSPA.



**Figura 3:** Exemplo adotado para cálculo da razão entre as intensidades de vento mar/terra para um nível de 10 metros (CEM, 2008).

Os dados de velocidade médias na coluna d'água (modelo 3D), obtidos em cada nó da malha computacional, foram gravados em intervalos de 30 minutos durante todo o período simulado.

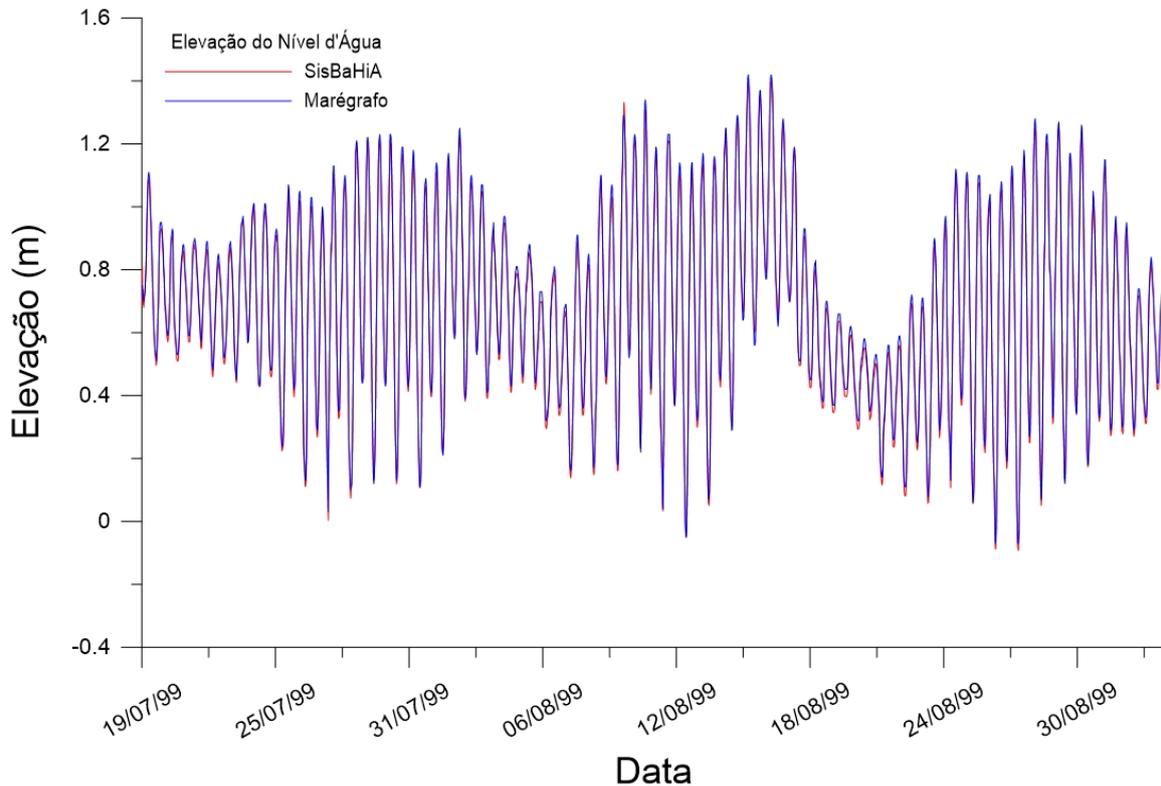
O modelo hidrodinâmico foi forçado pela maré e pelo vento, calibrados com dados de corrente fornecidos por um Perfilador Acústico Doppler de Correntes (ADCP) da marca *RD Instruments Workhorse Sentinel* modelo WH 300 kHz equipado com sensor de temperatura, na posição de latitude de  $22^{\circ} 59.861' S$  e longitude de  $42^{\circ} 00.664' W$ , proximidades do Boqueirão Sul (estreito), a uma profundidade de 23 metros no período de 19 de julho a 03 de setembro de 1999 (figura 1).

Foram simulados quarenta e cinco dias, do dia dezoito de julho a dois de setembro do ano de 1999.

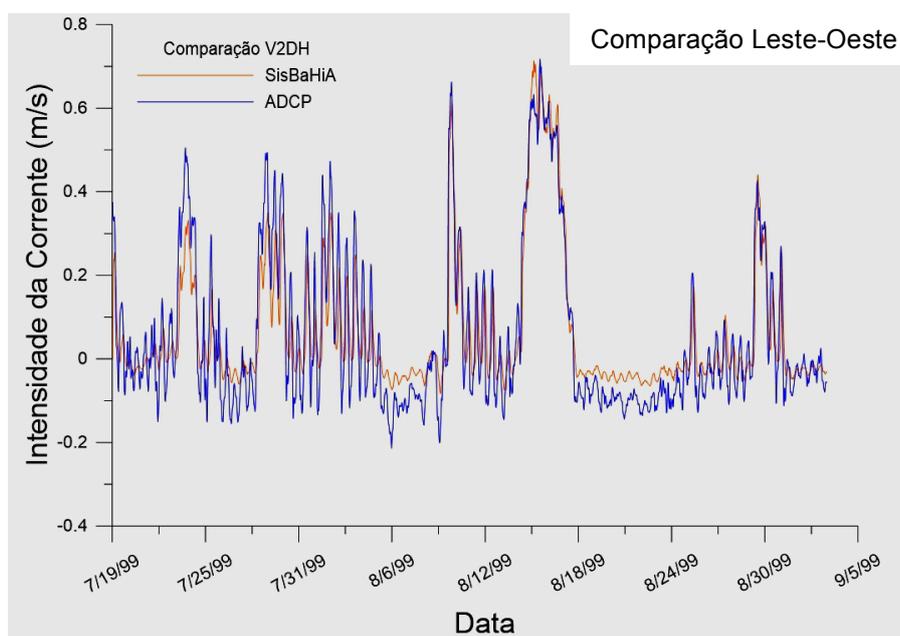
## RESULTADOS

A figura 5 apresenta as comparações entre séries temporais de elevação da superfície livre medidas no marégrafo do IEAPM e as elevações obtidas pelo modelo.

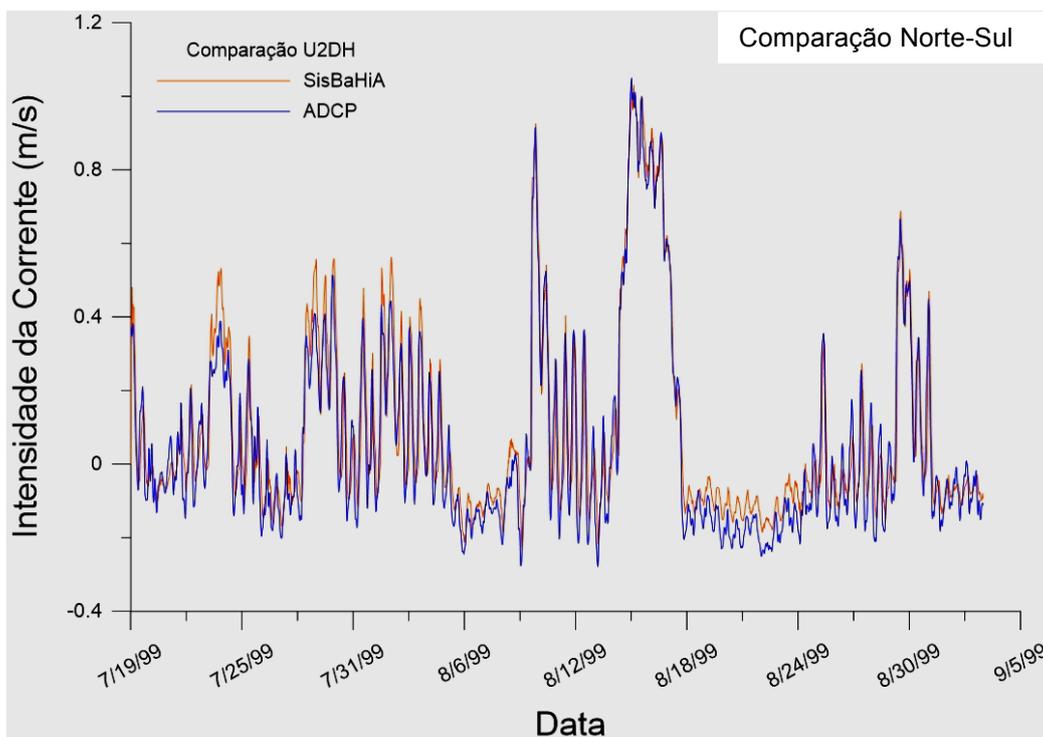
As figuras 6 e 7 apresentam as comparações entre os perfis de intensidade da corrente obtidos pelo ADCP e os resultados obtidos pelo modelo no componente zonal e meridional, respectivamente.



**Figura 5.-** Curva de maré entre os dias de 19 de julho e 02 de setembro de 1999 fornecida pela Estação do Porto do Forno pelo IEAPM em comparação com a elevação da superfície livre modelada. Percebe-se uma boa concordância entre os dados de campo e modelados.



**Figura 6.-** Comparação intensidade de corrente Leste-Oeste. Medido (ADCP) x Modelado.



**Figura 7.-** Comparação intensidade de corrente Norte-Sul. Medido (ADCP) x Modelado.

São apresentados os resultados do modelo em três cenários característicos da região. O cenário 1 é um evento com fortes ventos provenientes do quadrante Sul-Oeste (S-W) devido a passagem de uma frente fria. Figuras 8, 9 10 e 11.

O cenário 2 foi escolhido por fornecer, de forma clara, as direções do fluxo das correntes se alternando como em uma maré semidiurna, característica da região (figuras 12, 13, 14 e 15). É uma situação de ventos fracos.

O cenário 3 é um evento de preamar com maré de sizígia e ventos característicos da região (NE). Os resultados são apresentados nas figuras 16, 17, 18 e 19.

## DISCUSSÃO

Neste trabalho avaliaremos a região entre o continente e a Ilha do Cabo Frio que demonstram de forma sintética a circulação hidrodinâmica conforme apresentado nos cenários e mapas a seguir.

O cenário 1 iniciou às 05:30 do dia 15 de agosto de 1999. É um evento de preamar com maré de sizígia onde observamos que o padrão de circulação hidrodinâmica não obedece a maré e tem uma forçante externa que indica o sentido das correntes.

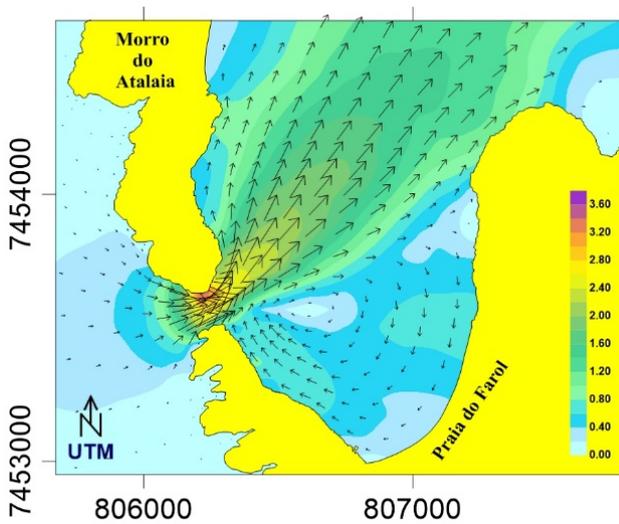
A água entra pelo Boqueirão Sul (estreito) por todo ciclo. Este fato demonstra a possível presença de algum sistema frontal que inverte o vento local (NE) para SW, S e SE.

É notória, na região próxima ao Boqueirão Sul, velocidades com magnitudes superiores às demais regiões do domínio. Tal fato é ocasionado pelo estreitamento existente entre a Ilha do Cabo Frio e o Morro do Atalaia, pois o fluxo do volume de água de uma área aberta é direcionada para um canal estreito forçando-o de acordo com sua morfologia.

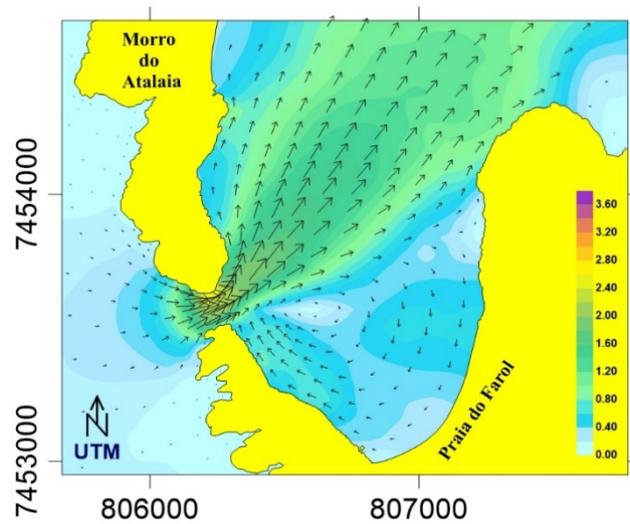
O modelo demonstra, em sua decomposição vetorial da corrente, que o fluxo mais intenso é no sentido zonal (figuras 6 e 7).

Neste período, a preamar atingiu elevação de 1,40 metros e a baixa-mar foi de 0,60 metros. Assim obtemos uma amplitude de maré de 0,80 metros (figura 5).

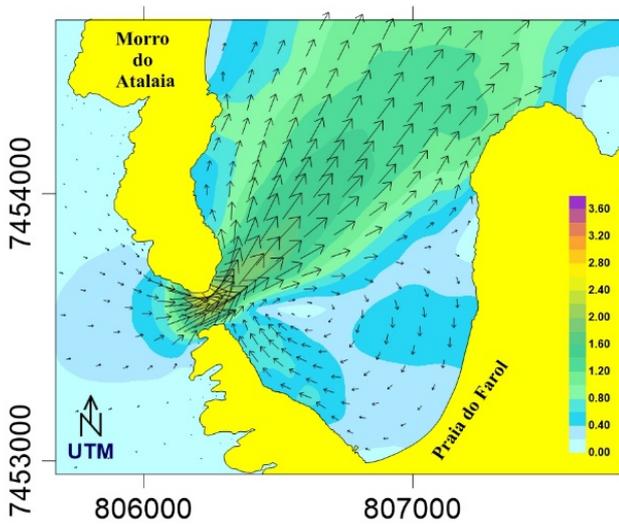
Outro fato que convém salientar, é a elevação do nível médio do mar (NMM) com ventos provenientes do quadrante SW que causaram um empilhamento de água junto à costa (figura 5).



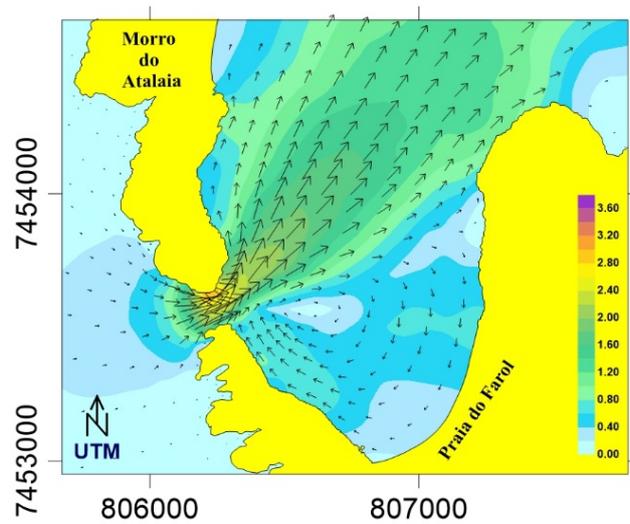
**Figura 8.-** A figura apresenta uma situação de preamar de sizígia. Corrente no rumo NE e um pequeno vórtice entre a Praia do Farol e o Boqueirão Sul (estreito). Velocidades, obtidas com o modelo 3D, de até 3,89 m/s no estreito e de 1,22 m/s na área de fundeio do ADCP. Intensidade da corrente (m/s).



**Figura 9.-** Após seis horas a corrente permanece no rumo NE. É uma meia maré de vazante de sizígia, com velocidades de 3,69 no estreito e 0,99 m/s (ADCP). Intensidade da corrente (m/s).



**Figura 10.-** A figura apresenta uma situação de baixamar de sizígia, 12 horas após a figura 8. A corrente permanece no rumo NE. Velocidades de até 3,02 m/s no estreito e de 1,07 m/s na área de fundeio do ADCP. Intensidade da corrente (m/s).

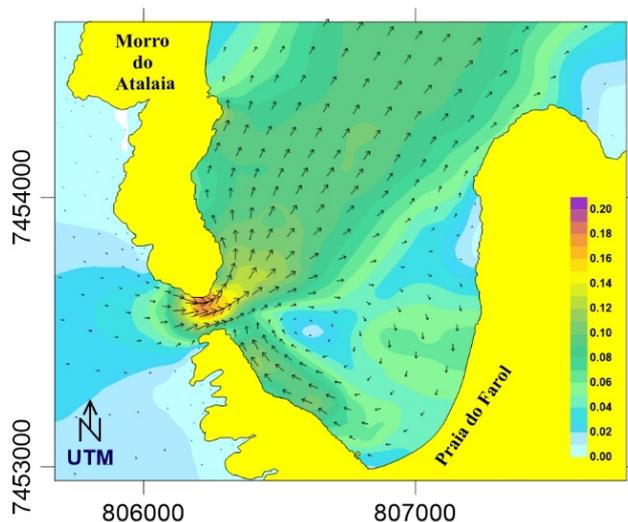


**Figura 11.-** A figura apresenta uma situação de uma meia maré de enchente de sizígia (18 horas após), com velocidades de 3,72 e 1,14 m/s respectivamente. Intensidade da corrente (m/s).

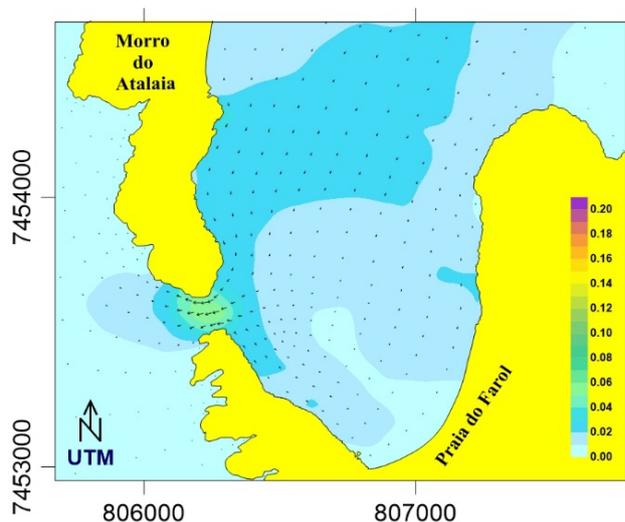
Durante todo período, pode-se observar também a existência de um pequeno vórtice na frente da praia do Farol até a altura do Boqueirão Sul.

O cenário 2 iniciou-se às 07:00 do dia 4 de agosto de 1999. É um evento escolhido por fornecer, de forma clara, as direções do fluxo das correntes se alternando como em uma maré semidiurna, característica da região. Neste período, a preamar atingiu elevação de 0,95 metros e a baixa-mar foi de 0,41 metros. Assim obtemos uma amplitude de maré de 0,54 metros.

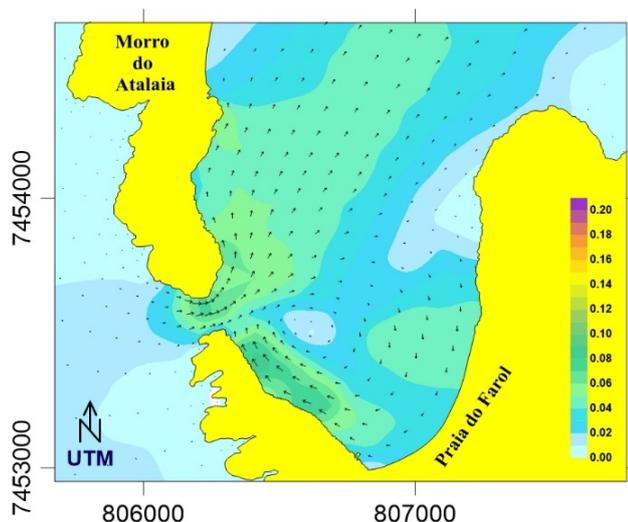
O instante inicial está nas proximidades da preamar, em maré de quadratura, com correntes no rumo NE. Na baixa-mar a situação se inverte e a corrente assume o rumo para SW.



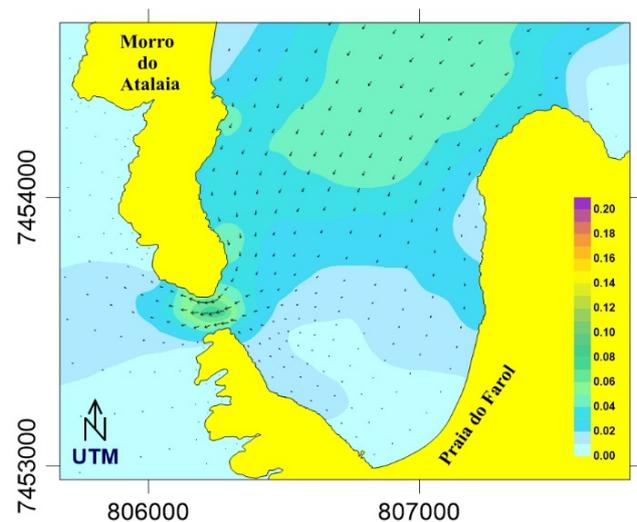
**Figura 12.-** Nesta situação a água entra pelo estreito, todavia, com velocidades bem inferiores ao exemplo passado. Magnitude máxima de 0,20 m/s no Boqueirão e 0,10 m/s na posição do ADCP. Situação de proximidades da preamar de quadratura. Intensidade da corrente (m/s).



**Figura 13.-** Nesta figura, a corrente inverte o rumo. Velocidades de 0,07 e 0,02m, respectivamente. Baixa-mar de quadratura. Intensidade da corrente (m/s).



**Figura 14.-** Campos de correntes bem semelhante a figura 12. As velocidades das correntes na posição do ADCP foram de 0,5 m/s e 0,9 m/s no estreito. Intensidade da corrente (m/s).

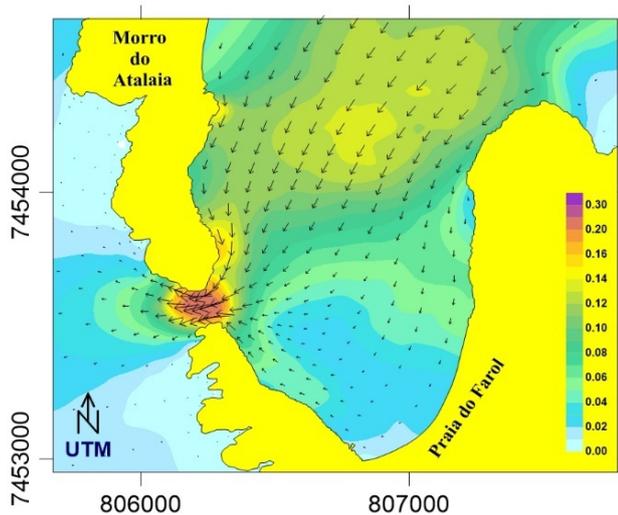


**Figura 15.-** Novamente a corrente altera seu rumo. As velocidades das correntes na posição do ADCP foram de 0,3 m/s e 0,7 m/s no estreito. Intensidade da corrente (m/s).

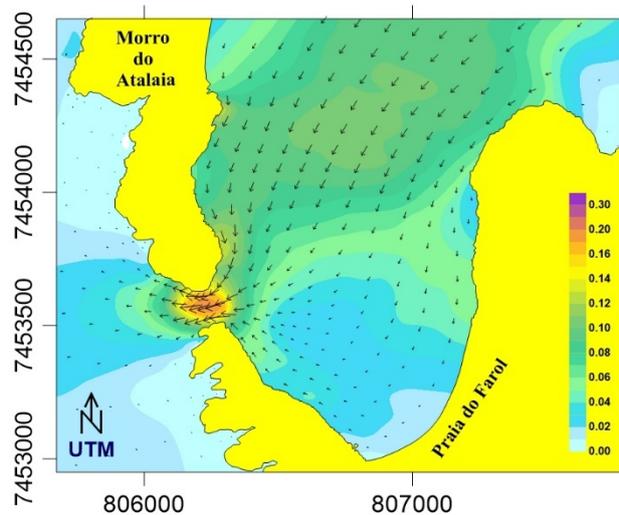
Na preamar seguinte (figura 13), há uma nova inversão, passando a ocorrer o domínio da corrente no rumo NE. Encerrando o ciclo de maré, a baixa-mar (figura 14) assume, novamente, o rumo para SW.

Neste caso, os rumos do fluxo das correntes são alterados de acordo com os conceitos teóricos de uma maré semidiurna com desigualdades diurnas, o que, muitas das vezes, não é comum neste local.

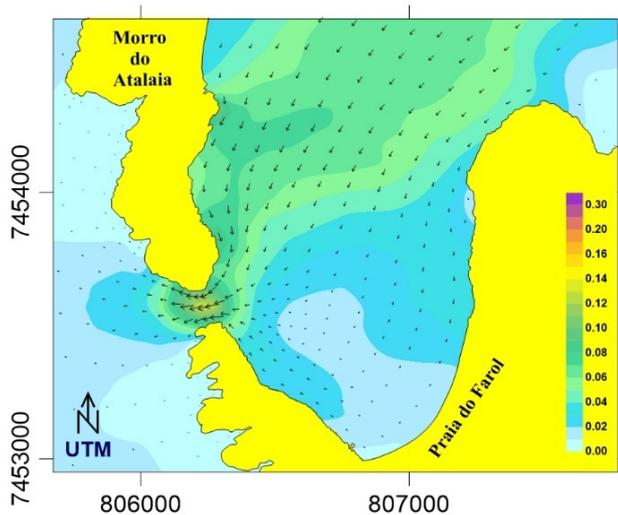
As intensidades das correntes no período são maiores quando o rumo é NE (máximas com 0,25 e 0,10 m/s. As magnitudes para o sentido NE foram, respectivamente, de 0,07 e 0,09 m/s.



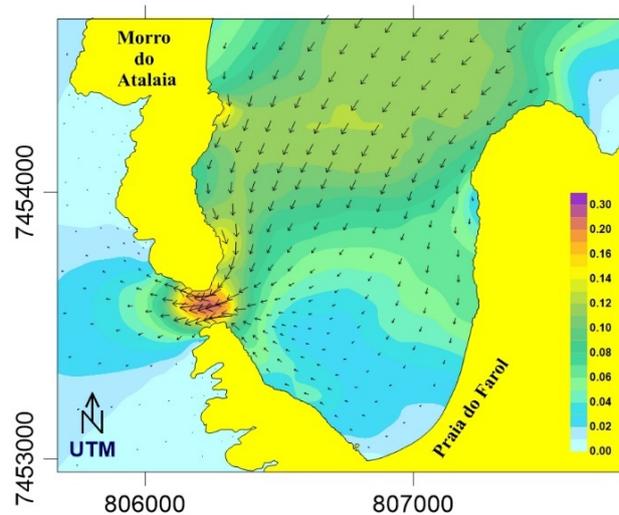
**Figura 16.-** A figura apresenta uma situação nas proximidades da preamar de quadratura. Corrente no rumo SW. Velocidades, obtidas com o modelo 3D, de até 0,24 m/s no estreito e de 0,08 m/s na área de fundeio do ADCP. Intensidade da corrente (m/s).



**Figura 17.-** Nesta figura, seis horas após a figura anterior, a corrente permanece inalterada em uma meia maré de vazante de quadratura, com velocidades de 0,19 e 0,07 m/s respectivamente. Intensidade da corrente (m/s).



**Figura 18.-** A situação do campo de correntes permanece a mesma por todo período, água saindo pelo estreito. As velocidades, obtidas pelo modelo 3D, são de 0,04 m/s na área de fundeio do ADCP, e 0,13 m/s no estreito. Situação de baixa-mar. Intensidade da corrente (m/s).



**Figura 19.-** Esta figura apresenta uma situação de meia maré de enchente. As velocidades, obtidas com o modelo 3D, são de 0,08 m/s, na área de fundeio do ADCP, e 0,21 m/s no estreito. Intensidade da corrente (m/s).

Verifica-se neste cenário, que a maré passa a ser geradora do campo de correntes, na ausência de uma dinâmica externa. Assim como na situação anterior, as velocidades junto ao estreito possuem magnitudes superiores às demais regiões do domínio.

O cenário 3 iniciou-se às 07:30 do dia 02 de setembro de 1999. É um evento de maré de quadratura onde voltamos a observar que o padrão de circulação hidrodinâmica não obedece a maré, tendo uma forçante externa que indica o rumo das correntes. Nesta situação os ventos do quadrante N-E, a corrente assume o rumo SW por todo período.

O instante inicial está nas proximidades de uma preamar com as características predominantes de correntes da área, que é o rumo SW e a magnitude de até 0,24 m/s. Na meia maré

de vazante (figura 17), a situação do azimute da corrente permanece inalterada e sua intensidade máxima passa a ser de 0,19 m/s.

Na baixa-mar (figura 18), a água continua saindo pelo Boqueirão Sul e a corrente assume magnitude de 0,13 m/s. Observa-se na massa d'água ao sul, próximo ao Morro do Atalaia água entrando, tentando vencer a direção predominante de NE. No interior da enseada, a maré já assume esta tendência.

Na meia maré de enchente (figura 19), a corrente mantém sua direção e sua intensidade atinge 0,21 m/s. As magnitudes das correntes próximas ao Boqueirão Sul continuam com velocidades superiores às encontradas nas demais regiões do domínio.

Neste período, a preamar atingiu a elevação de 0,82 metros e a baixa-mar foi de 0,42 metros. Assim obtemos uma amplitude de maré de 0,40 metros (figura 5).

Podemos observar que a ação dos ventos de NE provoca um rebaixamento de água junto à costa e, conseqüentemente, o abaixamento do NMM (figura 5).

O regime de correntes retrata a existência de dois rumos, NE e SW, com predominância do fluxo para SW. As correntes para NE são menos frequentes, porém mais intensas, normalmente associadas à passagem de frentes frias (Gurgel, 2016).

## CONCLUSÕES

Os testes realizados com intenção de validar o modelo computacional mostraram boa aderência entre os resultados obtidos com o modelo e os resultados provenientes do ADCP. Para melhorar a aderência dos resultados do modelo, sugere-se uma malha de discretização e dados batimétricos refinados de forma a exprimir o complexo relevo do fundo.

O regime de correntes no local de fundeio do ADCP, próximo ao Boqueirão Sul (estreito), retratam a existência de dois rumos, NE e SW, com predominância do fluxo para SW. As correntes para NE são menos frequentes, porém mais intensas, normalmente associadas a passagem de frentes frias.

Foi identificado que a ação dos ventos do quadrante N-E provoca um rebaixamento do NMM e a ação dos ventos do quadrante SW provocam o empilhamento de águas junto à costa e, por consequência, o levantamento do NMM.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

**Fundação de Estudos do Mar (FEMAR).** Catálogo de Estações Maregráficas. Disponível em: <<http://www.fundacaofemar.org.br/biblioteca/emb/tabelas/183.html>>. Acesso em: 06 de mar. de 2016.

**Gurgel, F. O. M. J.** Aplicações de modelagem hidrodinâmica para ações de resposta a incidentes de poluição por derrame de óleo: Estudo de caso da Enseada dos Anjos em Arraial do Cabo-RJ. 167p. Dissertação (Mestre em Engenharia Urbana e Ambiental) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, RJ. 2016.

**Mega, A. M.; Alvarez, Y. G.; Romano, R. C. G.; Santos, J.** Caracterização dos Sedimentos Encontrados na Área de Testes do IEAPM. In: A ressurgência. 53-60. 84p. 2015.

**Rosman, P. C. C.** Sistema base de hidrodinâmica ambiental. Referência Técnica. Programa de Engenharia Oceânica da COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ, 347 p. Disponível em: <[http://www.SisBaHiA@coppe.ufrj.br/SisBaHiA@RefTec\\_V95.pdf](http://www.SisBaHiA@coppe.ufrj.br/SisBaHiA@RefTec_V95.pdf)>. Acesso em: 20 de ago. de 2014.

**Savi, D. C.** Efeito da construção de um quebra-mar sobre os processos morfodinâmicos e sedimentares na enseada dos anjos, Arraial do Cabo, RJ. 120 p. Dissertação (Mestre em Geografia) – Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ, 2003.

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

**PERFILES DE TAMAÑO DE FLÓCULOS EN AMBIENTES CON ALTAS  
CONCENTRACIÓN Y VARIABILIDAD DEL MATERIAL SUSPENDIDO**

***Luis P. Thomas, Beatriz M. Marino y Giuliano E. Thomas***

*Grupo Flujos Geofísicos y Ambientales, CIFICEN, CONICET-UNCPBA, Pinto 399, 7000 Tandil, Argentina  
{bmarino, lthomas}@exa.unicen.edu.ar, giulianothomas@hotmail.com*

**RESUMEN:**

El empleo de sistemas acústicos multi-frecuencias para caracterizar el material particulado en suspensión es especialmente ventajoso porque las mediciones pueden realizarse en toda la columna de agua en un corto tiempo y con buena resolución espacio-temporal. Sin embargo, concentraciones elevadas y variaciones de la distribución de partículas en tiempos del orden de la medición, típico de algunos ambientes acuáticos, complican la cuantificación de la atenuación del sonido debida a los elementos suspendidos dificultando así las mediciones. Nuestro objetivo es encontrar una solución a este problema mediante el desarrollo de una metodología basada en los registros de dos ADCPs de 1200 y 600 kHz obtenidos simultáneamente y en una más efectiva forma de calcular la atenuación del sonido. El aspecto clave de esta técnica es el uso de los perfiles de concentración volumétrica y tamaño obtenidos con el método de los dos ADCPs como datos en el cálculo de la atenuación. Asimismo, es posible detectar aquellos cambios de los perfiles que pueden permanecer solapados cuando las mediciones se efectúan con instrumentos que ofrecen valores discretos y requieren varios minutos para conseguirlos.

**ABSTRACT:**

The use of multi-frequency acoustic systems to characterize the suspended particulate matter is especially advantageous because measurements can be conducted in the entire water column on a short time scale with high time and spatial resolution. However, high concentrations and rapid variations in the size distribution of the particles, which are typical in some aquatic environments, complicate the quantification of sound attenuation due to suspended elements thus hindering the measurements. Our aim is to address this practical need by developing a methodology based on the simultaneous backscatter records of 1200 and 600 kHz ADCPs, and a more effective way to calculate the sound attenuation. The key feature of this technique is the use of the size and volume concentration profiles derived from the two-ADCP method as data to calculate the attenuation. This makes it possible to detect changes in the profiles, which remain hidden when measurements are done with instruments that provide discrete values and require longer times.

**PALABRAS CLAVES:** flujos estuarinos; método de los-dos-ADCPs; flóculos

## INTRODUCCIÓN

El transporte y la sedimentación del material particulado en suspensión (MPS) en canales, arroyos, ríos y estuarios constituyen procesos esenciales a considerar en la resolución de múltiples problemas ambientales e ingenieriles. Para abordarlos se requieren mediciones confiables y obtenidas con buena resolución espacio-temporal como las proporcionadas por los métodos acústicos no-intrusivos basados en una correlación entre la concentración del MPS y la intensidad de la señal acústica retrodispersada (o backscatter). Estos métodos fueron exitosamente aplicados en sistemas con predominio de arenas en el MPS (Moore et al., 2013; Latosinsky et al., 2014; Venditti et al., 2016). En particular, el backscatter acústico multi-frecuencia incorpora el efecto del tamaño del grano en el proceso de scattering y proporciona tanto la distribución de la concentración como del tamaño de las partículas suspendidas. Su utilidad fue probada en ríos con diferentes condiciones hidro-sedimentológicas como el Po (Italia - Guerrero y Lamberti, 2011), el Paraná (Argentina - Guerrero et al., 2013) y el Danubio (Hungría - Guerrero et al., 2016). En estos casos, suele considerarse que el flujo es estable durante las mediciones y que las partículas finas (que constituyen la carga de lavado) dominan la atenuación de la señal del backscatter. En estos casos, es relativamente sencillo encontrar una relación entre el coeficiente de atenuación y la concentración de la fracción fina (Latosinski et al., 2014).

Cuando la concentración del MPS es importante, los perfiladores acústicos de corriente Doppler (ADCPs) que operan a 1200 kHz o a mayores frecuencias son muy sensibles a pequeñas variaciones de tamaño lo cual cambia drásticamente la atenuación y por tanto los resultados. En estuarios, los procesos de floculación alteran el tamaño de las partículas dispersoras y sus velocidades de deposición en tiempos comparable a los de medición. Además, los flujos estuarinos varían espacial y temporalmente debido a la acción mareal, lo que también ocasiona cambios de la concentración y el tamaño de las partículas. En consecuencia, la determinación del tamaño de los flóculos en función de la profundidad debe realizarse simultáneamente con las mediciones del backscatter, y en un tiempo muy breve ( $\approx 1$  min).

Thomas et al. (2017) emplearon los registros simultáneos del backscatter de dos ADCPs que operan a diferentes frecuencias, considerando la absorción de las partículas suspendidas en la columna de agua, para determinar el tamaño de flóculos con alto contenido orgánico en un estuario estratificado y poco dinámico. En este caso, la intensidad medida de la señal acústica retrodispersada de cada ADCP se correlaciona empíricamente bien con la concentración del MPS ya sea directa (mediante muestreos óptico-difractivos) o indirectamente (mediante muestreos físicos), debido a que los flóculos son mayormente responsables del backscatter. Sin embargo, en presencia de variaciones rápidas e importantes de las distribuciones de concentración y tamaño de las partículas suspendidas, la cuantificación de la atenuación del sonido debida al MPS presente en la columna de agua se complica y la técnica mencionada no aporta resultados satisfactorios.

Para ofrecer una adecuada respuesta al problema de obtener los perfiles de concentración y tamaño de las partículas suspendidas en sistemas donde pueden variar rápidamente en tiempo y profundidad, proponemos una forma diferente de calcular la atenuación en el método aplicado por Thomas et al. (2017). La metodología desarrollada considera el tamaño medio de las partículas que componen la fracción gruesa del MPS en cada celda, la integración en profundidad de la atenuación producida por los elementos suspendidos, y la densidad de los flóculos. Consecuentemente, se obtiene la información necesaria para mejorar la comprensión de los procesos sedimentarios en ambientes complejos usando técnicas acústicas.

## CÁLCULO DE LA ATENUACIÓN

La ecuación del sonar modela la interacción entre un sonar y los blancos acústicos considerando los procesos de dispersión, refracción y atenuación del sonido. En unidades logarítmicas (dB), esta ecuación se escribe como sigue:

$$RL = SL - 2TL + TS, \quad [1]$$

donde  $RL = K_c(E-E_r)$  es el nivel de reverberación (intensidad medida del backscatter) de la señal recibida,  $E$  es la intensidad del eco del ADCP (medido en cuentas), y  $E_r$  es la porción no deseada de la señal recibida causada por el instrumento y los ruidos ambientales. Los factores de conversión  $K_c = 0.387$  (para el ADCP de 1200 kHz) y  $0.405$  (para el ADCP de 600 kHz) de cuentas a dB se obtienen en experimentos de laboratorio usando hidrófonos.  $SL$  es el nivel de la fuente de la señal, y  $TS$  es la intensidad del eco de las partículas en el volumen insonificado. Las pérdidas por transmisión,  $TL$ , producidas por la expansión del haz y la absorción del medio pueden expresarse como (Latosinski et al. 2014):

$$2TL = 10 \log_{10} \psi^2 (T + 273.16) r^2 + 2\alpha r. \quad [2]$$

Las variables  $T$  y  $r$  son la temperatura (en °C) y el rango del haz o distancia radial desde el transductor al volumen insonificado (en m) respectivamente. El coeficiente de corrección  $\psi$  para el transductor en el campo cercano se calcula empleando fórmulas conocidas (Downing et al., 1995; Deines, 1999). Los cálculos de la atenuación total  $\alpha$  de las ondas de sonido generalmente consideran la absorción en aguas claras de mar, pero la atenuación debida al sedimento suspendido es también importante cuando su concentración es alta. Entonces,  $\alpha$  se considera como la suma de la atenuación debida a las aguas claras,  $\alpha_w$ , y la debida a las partículas suspendidas,  $\alpha_{vs}$  (i.e.,  $\alpha = \alpha_w + \alpha_{vs}$ ). A su vez, el coeficiente  $\alpha_{vs}$  es la suma

$$\alpha_{vs} = \alpha_v + \alpha_s. \quad [3]$$

con  $\alpha_v$ : absorción viscosa en la capa próxima a la superficie de la partícula, y  $\alpha_s$ : dispersión de la energía perdida (Richards et al., 1996).

El coeficiente  $\alpha_w$  se calcula en forma relativamente directa; su dependencia de la temperatura del agua, la profundidad y la salinidad se obtiene usando fórmulas conocidas (e.g. Francois y Garrison, 1982a,b; Fisher y Simmons, 1977). El coeficiente  $\alpha_v$  se estima a partir de la expresión de Urick (1948) que lo relaciona con la densidad relativa de las partículas suspendidas  $\gamma = \rho_s/\rho_w$  con  $\rho_w$ : densidad del agua, implicando que los flóculos de baja densidad generan una atenuación más débil que las partículas inorgánicas de densidad  $\rho_s = 2.65$  g/ml y mismo tamaño. Además, para determinados tamaño y densidad de las partículas dispersoras, la importancia de la atenuación de las ondas sonoras depende de la concentración volumétrica  $C_V$ . Por su parte, el coeficiente  $\alpha_s$  puede calcularse siguiendo a Guerrero et al. (2016).

Luego, la intensidad de la señal retrodispersada  $RL+2TL$  generada por un conjunto de blancos acústicos de tamaño medio  $d$  y densidad  $\rho_s$  es proporcional a  $10\log_{10}C_V$  (Guerrero et al., 2016). Sin embargo, de las mediciones de campo se encuentra que, para altas concentraciones, esta relación debe generalizarse como sigue:

$$RL + 2TL = \xi \log_{10}(C_V) + \zeta \quad [4]$$

donde  $\xi (\neq 10)$  y  $\zeta$  son coeficientes empíricos que surgen del ajuste de las mediciones con ADCPs a los valores de  $C_V$  obtenidos usando otra técnica (e.g. óptica-difractiva). Cuando los mismos elementos suspendidos se registran simultáneamente con dos ADCPs que operan a distintas frecuencias  $\nu_1$  y  $\nu_2$ , la substracción de las respectivas Ecs. [4] conduce a:

$$\left( \frac{RL+2TL}{\xi_1/10} \right)_{\nu_1} - \left( \frac{RL+2TL}{\xi_2/10} \right)_{\nu_2} + G = 10 \log_{10} \left( \frac{f_{s1}}{f_{s2}} \right)^2, \quad [5]$$

donde  $G$  es una constante empírica que considera las respuestas de ambos ADCPs. En el presente trabajo, se encuentra que  $G \approx 22$  si  $\xi_1 = \xi_2 = 10$ , y que  $G \approx 14$  para  $\xi_1 = 32$  ( $\nu_1 = 1200$  kHz) y  $\xi_2 = 35$  ( $\nu_2 = 600$  kHz), de los resultados correspondientes a las fases de reflujos y flujos respectivamente.

**Método tradicional de las-dos-frecuencias (MT2f).** El uso de las Ecs. [4] y [5] depende del tipo y la concentración del MPS tanto como del régimen del flujo. En ríos, los sedimentos son generados y transportados continuamente, y por tanto puede considerarse que las distribuciones de concentración y tamaño no cambian sustancialmente durante un trabajo de campo. Además, pueden identificarse dos tipos de sedimentos (arenosos no-cohesivos y limo-arcilla) cuya concentración es generalmente baja (Guerrero et al., 2011, 2012, 2013; Latosinsky et al., 2014). Cuando esto sucede, el tamaño del sedimento se determina muestreando la columna de agua y realizando análisis granulométricos en el laboratorio. Puesto que los sedimentos finos contribuyen mayormente a la atenuación de las señales acústicas, para estimar el coeficiente  $\alpha_{vs}$  se obtiene el tamaño  $d_i$  de estas partículas a varias profundidades  $h_i$ ; este valor se introduce en el cálculo de  $d(h)$ . Luego, se determina  $C_V$  usando la Ec. [4] con  $\xi = 10$ , mientras la concentración en peso  $M$  se estima si se conoce la densidad  $\rho_s$ . Guerrero et al. (2016) propusieron una mejor forma para determinar la concentración del sedimento suspendido cuando se conoce la distribución del tamaño de la partícula en función de la profundidad. En este caso, la contribución de partículas suspendidas de diferentes tamaños se integra entre la posición del transductor y la celda analizada. Si hay dos ADCPs operando con frecuencias distintas, el procedimiento se aplica a cada señal sonora, y  $d(h)$  se calcula usando la Ec. [5] con  $\xi_1 = \xi_2 = 10$ . Por lo tanto, a partir de algunos valores medidos  $d_i(h_i)$  y tomados inicialmente en el cálculo, se obtiene el perfil completo  $d(h)$  para cada registro de backscatter colectado por los ADCPs. Luego, el resultado se valida con los valores discretos de tamaño que fueron introducidos como datos. En estuarios, este método puede también aplicarse exitosamente cuando la concentración del MPS es pequeña, como probaron Thomas et al. (2017).

**Nuevo método de las-dos-frecuencias (M2fN).** Cuando la concentración del MPS es importante, el método de los-dos-ADCPs falla en determinar los perfiles de tamaño de las partículas suspendidas a partir de las mediciones del backscatter. Este problema puede solucionarse usando los perfiles de tamaño resultantes de aplicar la M2fT como datos para calcular la atenuación  $\alpha_{vs}$ , aunque en este caso debe aplicarse un proceso iterativo que comienza calculando  $d(h)$  y  $C_V$  correspondientes al ADCP de 600 kHz. El cálculo de  $\alpha_{vs}$  permite obtener el valor de  $RL+2TL$  para cada nivel de profundidad, mientras que  $C_V(h)$  se determina usando la curva de calibración [4]. El proceso se repite hasta que la diferencia  $\Delta C_V(h)$  entre dos perfiles de concentración obtenidos en dos iteraciones consecutivas sea menor que un error  $\varepsilon$  predeterminado. Lo mismo se hace con los registros del backscatter del ADCP de 1200 kHz en un segundo ciclo iterativo independiente. Puesto que, como ya se dijo, cuanto más grande es el tamaño de los flóculos, mayor es la atenuación de la intensidad del backscatter del ADCP de 1200 kHz, la convergencia del perfil  $C_V(h)$  para esta frecuencia es más lenta. Una vez obtenidos los perfiles  $RL+2TL$  para ambos ADCPs completando ambos ciclos iterativos, se calcula  $d(h)$  con la Ec. [5]. Este perfil se usa como dato para recalculer el tamaño  $d(h)$  hasta que la diferencia  $\delta d(h)$  entre los perfiles de tamaño obtenidos entre dos iteraciones consecutivas sea menor que el error  $\varepsilon$  requerido. Después de algunas iteraciones de este tercer ciclo, los perfiles  $d(h)$  y  $C_V(h)$  se obtienen consistentemente con los usados en el cálculo de la atenuación. Es importante notar que el resultado final no depende de los perfiles iniciales usados.

## MÉTODOS E INSTRUMENTOS

La metodología propuesta se aplicó al cálculo de la atenuación asociada a las mediciones acústicas realizadas durante el trabajo de campo realizado entre el 23 y 24 de agosto 2016 en la zona portuaria del estuario del río Quequén Grande (Buenos Aires, Argentina). La estación de medición se estableció a 1.36 km aguas arriba del muelle interno del puerto. Las condiciones meteorológicas e hidrodinámicas existentes antes y durante el trabajo de campo implicaron que las aguas del estuario se encontraban estratificadas. Los datos analizados fueron proporcionados por dos ADCPs *Workhorse Río Grande* de 600 y 1200 kHz (*Teledyne RD Instruments*) instalados sobre el mismo lado de una pequeña embarcación en reposo para obtener información simultánea de la

intensidad del backscatter de la columna de agua. El espesor de la celda de medición fue 0.5 m y 0.25 m para los ADCPs de 600 y 1200 kHz respectivamente, mientras que la profundidad de la primera celda fue 1.2 m y 0.9 m por debajo de la superficie libre respectivamente.

Los perfiles de la concentración en volumen  $C_V$  y del tamaño también se determinaron con un difractor LISST-25X (*Sequoia Sci. Inc*). Este instrumento proporciona el Diámetro Medio de Sauter de la muestra completa ( $SMD_t$ ) en el rango 2.50–500  $\mu\text{m}$  y de la fracción gruesa ( $SMD_g$ ) en el rango 63–500  $\mu\text{m}$ . También determina la concentración volumétrica total y de la fracción gruesa desde 0.10 a 1000 mg/l, y la profundidad de operación. Los datos son descartados cuando los niveles de transmisión óptica caen fuera del rango óptimo de 30–98%. Para un camino óptico de 2.50 cm de longitud, este rango corresponde a concentraciones comprendidas entre 7 mg/l (a 10  $\mu\text{m}$ ) y 8524 mg/l (a 200  $\mu\text{m}$ ). Se determina el promedio de los datos obtenidos durante 5 min a cada nivel de profundidad y su desviación estándar. Puesto que el tamaño de las partículas inorgánicas suspendidas es menor que 63  $\mu\text{m}$ , los valores de  $SMD_g$  y de la concentración volumétrica de la fracción gruesa se relacionaron con el tamaño medio y la concentración de los flóculos respectivamente.

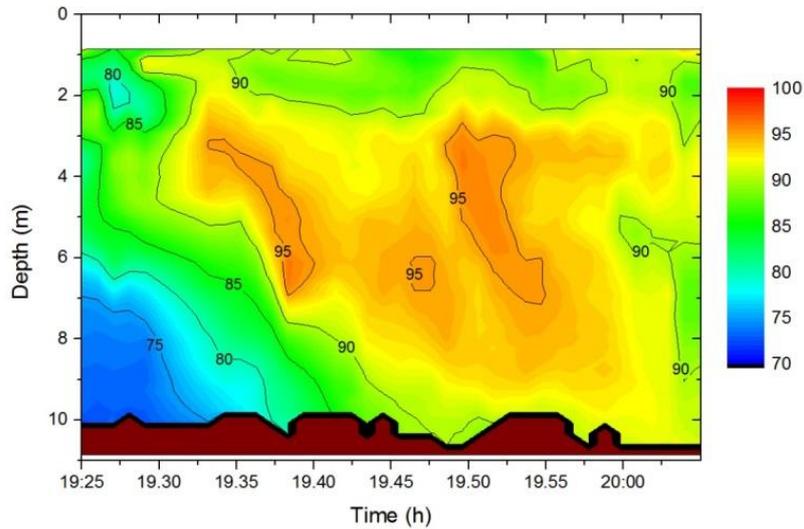
Durante el refluo, las señales de backscatter medidas con cada ADCP se promediaron durante el tiempo ( $\approx 5$  min) en el que también se medía con el LISST-25X. Durante la fase del flujo mareal, las respectivas señales retrodispersadas se promediaron durante 1 min, obteniéndose 4–5 perfiles de backscatter para cada medición del difractor. Todos los perfiles de backscatter fueron corregidos por la atenuación de las ondas de sonido debida a la expansión del haz, la absorción debida a la viscosidad del agua y a la presencia del MPS como se explicó en la sección anterior. Los valores de concentración obtenidos por los ADCPs y el difractor se correlacionaron para encontrar las correspondientes curvas de calibración. Tales curvas se usaron para transformar la intensidad del backscatter de cada ADCP en concentración, mientras que el perfil de tamaño de los flóculos fue determinado a partir de las mediciones de ambos equipos. Una sonda multi-paramétrica *Horiba U-50* se empleó para determinar los perfiles de temperatura  $T$  y salinidad  $S$  a partir de los cuales se estiman la viscosidad y la velocidad del sonido en el agua mediante las relaciones proporcionadas por Nayar et al. (2016) y el algoritmo estándar internacional (UNESCO) (Wong y Zhu, 1995) respectivamente.

El intenso proceso de sedimentación en el sitio de medición puede observarse directamente representando la intensidad del backscatter en función de la profundidad y el tiempo como muestra la Figura 1. La relación existente entre la intensidad del backscatter y la concentración del MPS es no-lineal cuando los efectos de la atenuación son considerados. La esquina inferior izquierda de la Figura 1 muestra que las zonas de menor intensidad (75–90 dB) decrecen en profundidad a lo largo del tiempo. Cerca del lecho, la intensidad del backscatter al comienzo del proceso de registro corresponda a una baja concentración del MPS. No obstante, la intensidad aumenta con el tiempo como consecuencia de la continua deposición de partículas desde la capa superior.

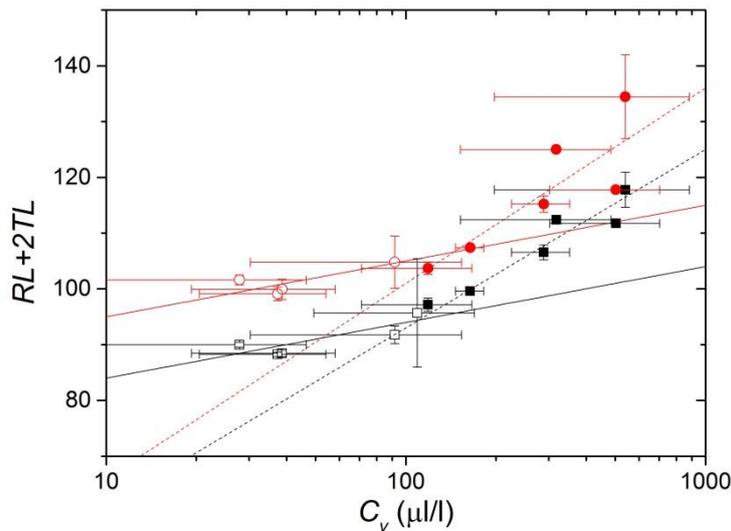
## RESULTADOS

La señal acústica de cada ADCP en función de la concentración del MPS medida con el LISST-25X se muestra en la Figura 2. Las barras de error indican las desviaciones estándares del conjunto de valores obtenidos durante los intervalos de 5 min de medición del difractor, las cuales son mayores que la incerteza de este instrumento. Se observan dos tendencias bien marcadas: una durante el refluo que se indica con las líneas de mejor ajuste de trazo continuo ( $85+10\log_{10}C_V$  y  $74+10\log_{10}C_V$ ), y otra durante el flujo que se representa con las líneas de trazos ( $31+35\log_{10}C_V$  y  $29+32\log_{10}C_V$ ). Si bien se encuentra la relación lineal esperada entre los valores de  $RL+2TL$  y  $\log C_V$  (Eq. 4), los coeficientes  $\xi$  y  $\zeta$  para el mismo ADCP son diferentes en cada etapa. Los cambios de tendencia ocurren en  $C_V \approx 110 \mu\text{l/l}$  y  $145 \mu\text{l/l}$  para los ADCPs de 1200 y 600 kHz respectivamente. Las relaciones así determinadas permiten la fácil conversión de los perfiles de intensidad del backscatter en perfiles de  $C_V$  a diferentes tiempos, utilizando los coeficientes adecuados a la

frecuencia de operación y etapa mareal. Los perfiles de concentración (no mostrados por razones de espacio) así obtenidos con cada ADCP resultan ser muy similares.



**Figura 1.-** Variación de la intensidad del backscatter (en dB) del ADCP de 1200 kHz durante la fase del flujo mareal en la estación de medición E.



**Figura 2.-** Intensidad de la señal retrodispersada de los ADCPs de 1200 (cuadrados negros) y 600 (círculos rojos) kHz en función de la concentración volumétrica medida con el LISST-25X durante el reflujó (símbolos abiertos) y el flujo (símbolos cerrados). Las líneas continuas (de trazos) son aquellas que mejor ajustan los puntos obtenidos durante el reflujó (flujo).

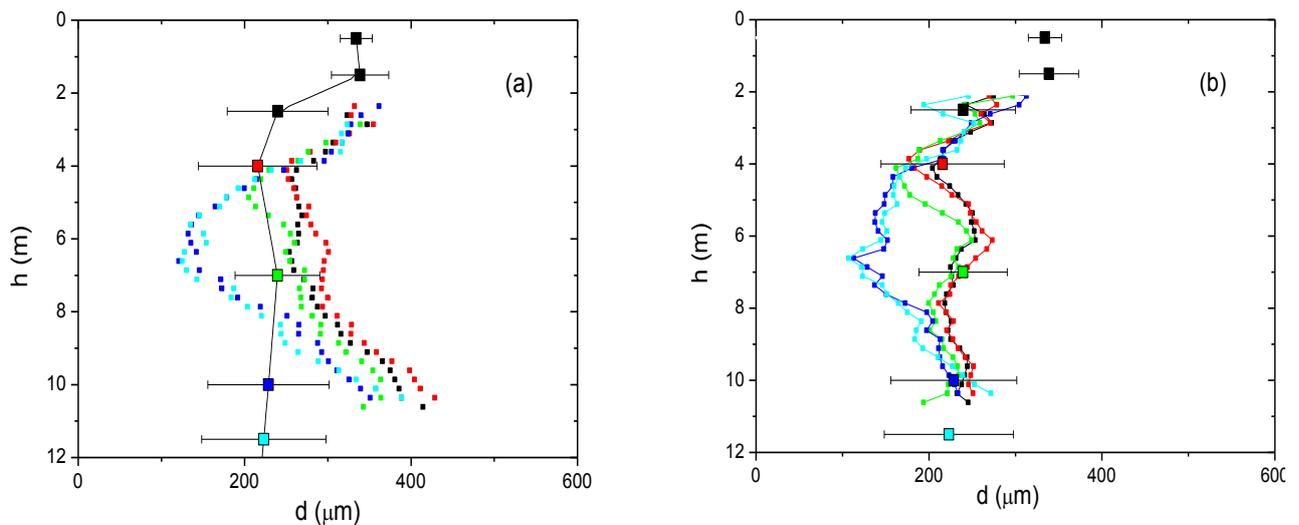
Las mediciones de concentración y tamaño realizadas con el LISST-25X se resumen en la Tabla 1 para ambas fases mareales. Se distinguen dos capas por su contenido de MPS. Durante el reflujó, se observan una capa superior de unos 2 m de espesor con elevada concentración y flóculos de gran tamaño, y una capa inferior con menores concentración y tamaño del MPS que permanecen constantes hasta el fondo. Durante el flujo, la capa superior presenta aproximadamente 1 m de espesor; los valores de  $C_V$  a 0.5 y 1.5 m son similares en ambas fases de marea pero aumentan con la profundidad hasta casi 500  $\mu\text{l/l}$  cerca del lecho estuarino.

La Figura 3a muestra las mediciones de tamaño de los flóculos (cuadrados) y sus fluctuaciones (barras) efectuadas con el LISST-25X a diferentes profundidades durante el reflujó. También se muestran los perfiles acústicos (símbolos pequeños) obtenidos restando las señales

**Tabla 1.-** Valores de la concentración y el tamaño obtenidos con el difractómetro en ambas fases de marea.

| Capa           | $C_V$ ( $\mu\text{/l}$ ) |              |             |                     | $SMD_g$ ( $\mu\text{m}$ ) |              |             |                     |
|----------------|--------------------------|--------------|-------------|---------------------|---------------------------|--------------|-------------|---------------------|
| <b>Reflujo</b> |                          |              |             |                     |                           |              |             |                     |
| $h$            | Valor mínimo             | Valor máximo | Valor medio | Desviación estándar | Valor mínimo              | Valor máximo | Valor medio | Desviación Estándar |
| < 2 m          | 24                       | 253          | 89          | 49                  | 273                       | 405          | 336         | 25                  |
| > 2 m          | 5                        | 147          | 32          | 20                  | 27                        | 353          | 229         | 67                  |
| <b>Flujo</b>   |                          |              |             |                     |                           |              |             |                     |
| $h$            | Valor mínimo             | Valor máximo | Valor medio | Desviación estándar | Valor mínimo              | Valor máximo | Valor medio | Desviación estándar |
| < 1 m          | 25                       | 332          | 122         | 76                  | 239                       | 363          | 324         | 24                  |
| > 1 m          | 58                       | 1360         | 312         | 233                 | 141                       | 358          | 243         | 59                  |

retrodispersadas de ambos ADCPs, aplicando la M2fT. Cada perfil acústico corresponde al promedio de los datos adquiridos durante 5 min simultáneamente con el LISST-25X. Cada color denota las mediciones hechas con los ADCPs y el difractómetro a un mismo tiempo. La Figura 3b ilustra los valores del tamaño de los flóculos resultantes del proceso de convergencia de las iteraciones aplicando la M2fN en la que las líneas continuas se usan como datos para calcular la atenuación. Diferencias poco significativas surgen entre los tamaños calculados con ambas metodologías, excepto a mayor profundidad. Es interesante notar que las Figuras 3a,b muestran variaciones temporales de los perfiles proporcionados por el método de los-dos-ADCPs para todo  $h$  que no son detectadas en las mediciones discretas efectuadas con el LISST-25X.

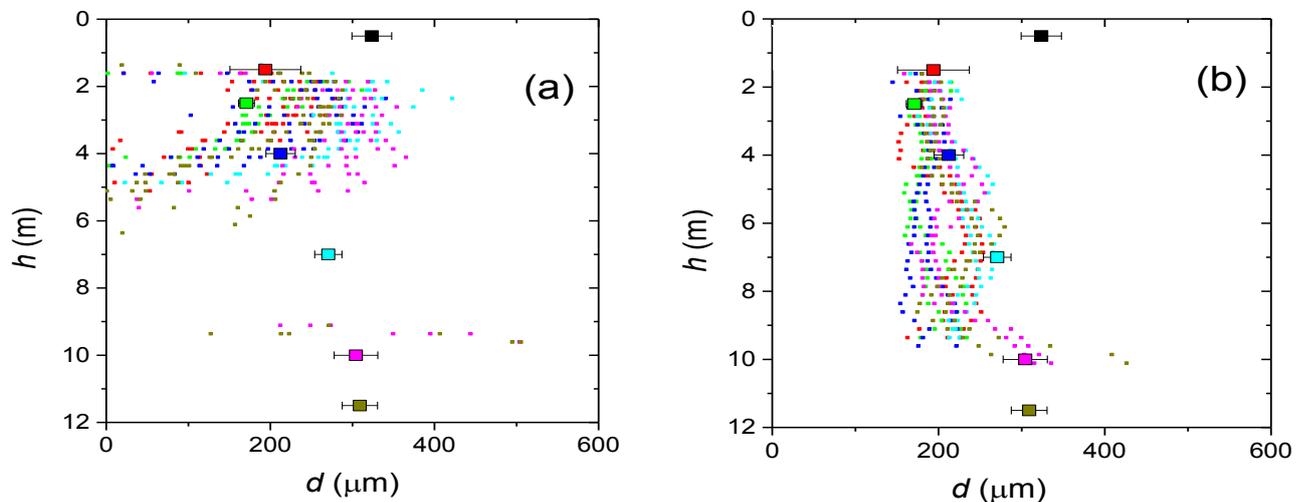


**Figure 3.-** Perfiles de tamaño de los flóculos determinados con el método de los-dos-ADCPs (símbolos pequeños) al final del reflujo aplicando (a) la M2fT, y (b) la M2fM para calcular la atenuación. Los cuadrados representan los valores medios medidos con el LISST-25X.

Las mediciones realizadas durante el flujo, y mostradas en la Figura 4, indican que los tamaños encontrados en la capa superficial son comparables a los obtenidos durante el reflujo. Estos decrecen a un mínimo a 2.5 m y entonces aumentan paulatinamente hacia el fondo donde alcanzan casi el mismo valor que en la capa superficial. Además, la desviación estándar de los valores medios disminuye significativamente en esta fase mareal. En la Figura 4a, a cada medición hecha con el LISST-25X (cuadrados grandes) durante 5 min, corresponden cuatro perfiles de tamaño (casi uno por minuto, símbolos pequeños) obtenidos de los registros acústicos. Aquí el M2fT, que usa los valores medios determinados con el difractómetro, se aplica para estimar la atenuación. Para el ADCP de 1200 kHz, cada conjunto de cuatro perfiles  $C_V(h)$  (no mostrados) permanecen

aproximadamente constantes durante el tiempo en el cual se efectúa cada medición del LISST-25X. Sin embargo, cada conjunto cambia entre una medición y otra aunque dentro del rango de fluctuaciones de las mediciones con difractómetro. Diferencias significativas entre los perfiles indicarían un cambio en las características del MPS y/o del flujo. Entretanto, los perfiles de tamaño  $d(h)$  obtenidos a partir de la resta de las señales retrodispersadas de los dos ADCPs (Figura 4a) sólo se obtienen para  $h < 5$  m, con una considerable dispersión y bastante alejados de los respectivos valores medios proporcionados por el difractómetro.

La Figura 4b muestra los perfiles de tamaño de flóculos en toda la columna de agua donde hay registros del backscatter de los ADCPs, obtenidos aplicando la nueva metodología de cálculo de la atenuación de las ondas acústicas. Sucesivas iteraciones tienen lugar hasta que la atenuación de la señal del backscatter se estima usando el mismo perfil obtenido como resultado. Como los perfiles cambian con el tiempo, el perfil para el cual los resultados convergen es diferente en cada tiempo. Es decir, cada perfil tomado como dato de entrada coincide con el perfil resultante que, a su vez, concuerda razonablemente bien con las mediciones del LISST-25X. Nuevamente, para cada valor medio proporcionado por el difractómetro, hay 4-5 perfiles acústicos cercanos.



**Figura 4.-** Perfiles de tamaño de los flóculos determinados durante el flujo con el método de los-dos-ADCPs (símbolos pequeños) aplicando (a) la M2fT, y (b) la M2fM para calcular la atenuación. Los cuadrados representan los valores medios medidos con el LISST-25X. Cada color representa mediciones realizadas en el mismo intervalo de 5 min.

## DISCUSIÓN

Las señales del backscatter de los ADCPs proporcionan información complementaria que no es detectada en las mediciones efectuadas con LISST-25X. Durante el reflujó, los valores de  $RL+2TL$  aumentan proporcionalmente a  $\log C_V$ , y Eq. [4] con  $\xi = 10$  efectivamente modela la intensidad del backscatter generado por la cantidad de flóculos presentes en cada celda insonificada, cumplimentándose la hipótesis teórica. Es decir, cada flóculo en suspensión dispersa la señal del sonido independientemente de los flóculos circundantes. Esta situación cambia durante el flujo, cuando  $RL+2TL > 10\log C_V + \zeta$ . Para  $C_V > 110 \mu\text{l/l}$  ( $\nu = 1200 \text{ kHz}$ ) y  $C_V > 145 \mu\text{l/l}$  ( $\nu = 600 \text{ kHz}$ ), la misma concentración genera una señal de backscatter más intensa, lo cual sugiere que las partículas suspendidas (que están más cerca una de otra) proporcionan una mayor dispersión de la señal acústica que la suma de las contribuciones individuales. En la práctica, la dependencia de  $RL+2TL$  con  $C_V$  puede considerarse usando la Ec. [4] con  $\xi (> 10)$  y  $\zeta$  determinados a partir de las líneas de mejor ajuste mostradas en la Figura 2 igual que en el caso de bajas concentraciones.

La determinación de los perfiles  $d(h)$  usando la M2fT presenta fluctuaciones importantes para  $h < 4$  m, y no da resultados para  $h > 4$  m. El problema está en suponer que los perfiles

proporcionados por el LISST-25X son estacionarios. Notar que cada medición realizada con este instrumento a una dada profundidad toma algunos minutos; también debe considerarse el tiempo que conlleva mover el instrumento de un nivel a otro. Aunque el tiempo de medición con LISST-25X pueda reducirse a un mínimo, cambios significativos de los perfiles tienen lugar durante tal intervalo de tiempo impidiendo la obtención de resultados satisfactorios. Este problema se resuelve calculando la atenuación mediante la incorporación de  $C_V(h)$  y  $d(h)$  como datos iniciales en el proceso iterativo hasta que los perfiles iniciales y resultantes coincidan. De acuerdo a los resultados presentados, este procedimiento es necesario cuando  $C_V > 110 \mu\text{l/l}$  y  $SMD_g > 200 \mu\text{m}$  para el ADCP de 1200 kHz, y cuando  $C_V > 145 \mu\text{l/l}$  y  $SMD_g > 300 \mu\text{m}$  para el ADCP de 600 kHz. Esto implica que cuanto mayor es la frecuencia, más restrictivas son las condiciones. Estos valores límite deben considerarse sólo como indicativos puesto que diferentes tipos de partículas dispersoras pueden cambiarlos.

La principal ventaja de la técnica aplicada que permite lograr perfiles de concentración y tamaño con buena resolución espacio-temporal es el breve tiempo (del orden de segundos) necesario para su aplicación. Esta condición facilita detectar cambios que podrían permanecer escondidos cuando se realizan mediciones discretas, nivel por nivel de profundidad, como las proporcionadas por los difractómetros. Por otra parte, una desventaja del uso de ADCPs para este propósito es la necesidad de contar con una relación entre  $RL+2TL$  y  $C_V$ , por lo que se requiere una técnica complementaria u otro instrumento. El difractómetro es especialmente útil para medir in situ el tamaño de las partículas suspendidas y proporciona  $C_V$  directamente para usar en el cálculo de la atenuación. Esta información puede también obtenerse midiendo la concentración en peso a partir de muestreos físicos; aunque, en este caso, las modificaciones experimentadas por los *scatterers* en el tiempo transcurrido entre la recolección de la muestra y su análisis en laboratorio deben tomarse en cuenta. Además, la densidad de los elementos suspendidos en el momento de la extracción debe conocerse (o medirse). Esta es una tarea compleja cuando los *scatterers* son flóculos ya que la densidad depende del tamaño, de otras características de las partículas (e.g. composición), y del esfuerzo de corte generado por el flujo.

## CONCLUSIONES

La alta variabilidad espacio-temporal de las propiedades de los flóculos suspendidos en los sistemas estuarinos, combinada con la variabilidad de los flujos allí presentes, generan interesantes desafíos experimentales requiriéndose el uso de técnicas cada más complejas. En este contexto, se propone una metodología de procesamiento de los datos acústicos que mejora la caracterización del MPS en estuarios. El método de los-dos-ADCPs aplicado por Thomas et al. (2017) bajo distintas condiciones hidrodinámicas es otra vez empleado en este estudio, pero con una forma diferente y más precisa de calcular la atenuación del sonido. La comparación entre la M2fT y la M2fN pone de manifiesto la conveniencia y utilidad de la última. Aunque esta técnica es una respuesta a la necesidad de caracterizar el MPS en ambientes estuarinos, su aplicación también es aconsejable en aquellos sistemas en los que las partículas suspendidas presentan baja concentración y tamaños lentamente cambiantes. También es importante notar que las mediciones discretas realizadas con los sensores LISST, basadas en promedios temporales, pueden no tomar en cuenta las variaciones temporales de las mediciones y dar lugar a la pérdida de información significativa sobre la dinámica del transporte y deposición del MPS.

## REFERENCIAS

- Deines K.L.** (1999). *Backscattering estimation using broadband acoustic Doppler current profilers*. In: Proceedings of IEEE conference, San Diego, California.
- Downing A., Thorne P.D., Vincent C.E.** (1995). "Backscattering from a suspension in the near-field of a piston transducer". *J. Acoust. Soc. Am.*, Vol 97, N° 3, pp. 1614–1620.
- Fisher F.H., Simmons V.P.** (1977). "Sound absorption in sea water". *J. Acoustical Soc. Am.*, Vol. 62, N° 3, pp. 558-564.

- Francois R.E., Garrison G.R.** (1982a). “Sound absorption based on ocean measurements. Part I: Pure water and magnesium sulfate contributions”. *J. Acoust. Soc. Am.*, Vol. 72, pp. 896–907.
- Francois R.E., Garrison G.R.** (1982b). “Sound absorption based on ocean measurements. Part II: Boric acid contribution and equation for total absorption”. *J. Acoust. Soc. Am.*, Vol. 72, pp. 1879–1890.
- Guerrero M., Lamberti A.** (2011). “Flow field and morphology mapping using ADCP and multibeam techniques: Survey in the Po River.” *J. Hydraulic Eng.*, Vol. 137, N° 12, pp. 1576–1587, doi: 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000464.
- Guerrero M., Szupiany R.N., Amsler M.L.** (2011). “Comparison of acoustic backscattering techniques for suspended sediments investigation”. *Flow Meas. Instrument.*, Vol. 22, N° 5, pp. 392–401.
- Guerrero M., Ruther N., Szupiany R.N.** (2012). “Laboratory validation of ADCP techniques for suspended sediments investigation”. *Flow Meas. Instrument.*, Vol. 23, N° 1, pp. 40–48.
- Guerrero M., Szupiany R.N., Latosinski F.** (2013). “Multi-frequency acoustics for suspended sediment studies: an application in the Parana River.” *J. Hydraul. Res.*, Vol. 51, N° 6, pp. 696–707.
- Guerrero M., Rütter N., Szupiany R., Haun S., Baranya S., Latosinski F.** (2016). “The Acoustic Properties of Suspended Sediment in Large Rivers: Consequences on ADCP Methods Applicability”. *Water*, Vol. 8, No. 13; doi:10.3390/w8010013
- Latosinski F., Szupiany R.N., García C.M., Guerrero M., Amsler M.L.** (2014). “Estimation of Concentration and Load of Suspended Bed Sediment in a Large River by Means of Acoustic Doppler Technology.” *J. Hydraulic Eng.*, 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000859, 04014023.
- Moore S.A., Le Coz J., Hurther D., Paquier A.** (2013). “Using multi-frequency acoustic attenuation to monitor grain size and concentration of suspended sediment in rivers”. *J. Acoust. Soc. Am.*, Vol. 133, No. 4, pp. 1959-1970.
- Nayar K.G., Sharqawy M.H., Banchik L.D., Lienhard V J.H.** (2016). “Thermophysical properties of seawater: A review and new correlations that include pressure dependence”. *Desalination*, Vol. 390, pp.1-24.
- Richards S.D., Heathershaw A.D., Thorne P.D.** (1996). “The effect of suspended particulate matter on sound attenuation in seawater”. *J. Acoust. Soc. Am.*, Vol. 100, N° 3, pp. 1447-1450.
- Thomas L.P., Marino B.M., Szupiany R.N., Gallo M.** (2017). “Characterisation of the suspended particulate matter in an estuarine environment employing complementary techniques”. *Continental Shelf Research*, Vol. 148, pp. 37-43.
- Urlick R.J.** (1948). “The Absorption of Sound in Suspensions of Irregular Particles”. *J. Acoust. Soc. Am.*, Vol. 20, pp. 283-289.
- Venditti J.G., Church M., Attard M.E., Haught D.** (2016). “Use of ADCPs for suspended sediment transport monitoring: An empirical approach”. *Water Resour. Res.*, Vol. 52, doi:10.1002/ 2015WR017348
- Wong G.S.K., Zhu S.** (1995). “Speed of sound in seawater as a function of salinity, temperature and pressure”. *J. Acoust. Soc. Am.*, Vol. 97, N° 3, pp. 1732-1736.

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

**ESTUDO DA BALNEABILIDADE NA BAÍA DE GUARATUBA**

***Edson Costa Jr.<sup>1</sup> e Cynara L. N. Cunha<sup>2</sup>***

*1 Laboratório de Monitoramento e Modelagem Ambiental - LEMMA - UFPR, Brasil; edsoncostaj@gmail.com;  
Telefone: +5541 3320-2001*

*2 Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental - PPGA - UFPR, Brasil; cynara@ufpr.br,  
Telefone: +5541 3320-2027*

**RESUMO**

As cidades de Matinhos e Guaratuba, municípios localizados na região de influência da baía de Guaratuba, localizada no estado do Paraná, são o destino de aproximadamente 2 milhões de pessoas que, durante o verão, aproveitam suas praias, provocando um aumento de quase 20 vezes da sua população, chegando a mais de um milhão de pessoas em toda a região, causando vários problemas ambientais. O principal deles é o aumento da carga de esgoto sanitário que chega à baía, com elevadas concentrações de *Escherichia Coli* (*E. Coli.*), que podem interferir seriamente na balneabilidade da região de influência da baía. Neste trabalho, através da modelagem computacional, utilizando o sistema de modelo SisBaHiA<sup>®</sup>, foram obtidas as plumas de contaminantes dos indicadores de contaminação fecal (*E. coli*), presentes no esgoto bruto, entre os meses de inverno e verão, com tempos de decaimento constantes de 6, 12 horas e variável. Como esperado, as plumas de concentração no verão foram maiores do que no inverno; a maior vazão de efluentes no verão foi a principal responsável pelas plumas de poluentes maiores, mostrando que o aumento da população durante o verão interfere e muito na qualidade da água por ser mais a leste da baía de Guaratuba.

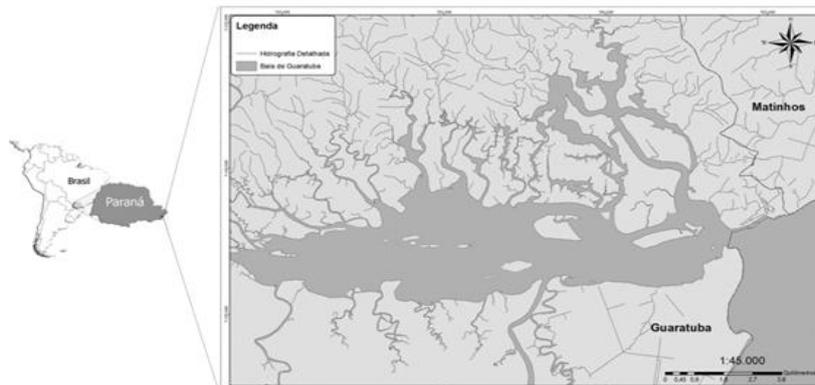
**ABSTRACT**

The cities of Matinhos and Guaratuba, municipalities located in the Guaratuba bay region, located in the state of Paraná, are the destination of approximately 2 million people who, during the summer, enjoy their beaches, causing an increase of almost 20 times of its population, reaching more than one million people throughout the region, causing several environmental problems. The main one is the increase of sewage sludge that reaches the bay, with high concentrations of *Escherichia coli* (*E. Coli.*), which can seriously interfere with the balneabilidade of the region of influence of the bay. In this work, using the SisBaHiA<sup>®</sup> model system, the fecal contamination indicators (*E. coli.*) plumes, present in the sewage, were obtained between the winter and summer seasons, with decay times constant of 6, 12 hours and variable. As expected, the plumes in the summer were higher than in the winter; the increase of effluents in the summer was the main culprit of the pollutants, showing that the population during the summer months is very different from the waters east of the Guaratuba bay.

**PALAVRAS CHAVE:** Baía de Guaratuba, SisBaHiA<sup>®</sup>, balneabilidade.

## INTRODUÇÃO

A baía de Guaratuba, localizada no litoral do Estado do Paraná, possui uma área de aproximadamente 50 km<sup>2</sup> (Figura 1). A baía de Guaratuba, assim como outras baías, é uma região de acesso para animais, constituindo um habitat natural para mamíferos, aves, peixes, crustáceos e moluscos. A pesca, que ocorre em toda a baía de Guaratuba, e a ostreicultura (cultivo de ostras), que ocorre em algumas fazendas de cultivos, são importantes fontes de renda para os moradores dos municípios banhados pelas águas da baía (Zem, 2005).



**Figura 1.-**Localização da baía de Guaratuba

A principal fonte de renda dos municípios localizados na região de influência da baía, Guaratuba e Matinhos, provêm do turismo. Nestes municípios, durante o verão, nos meses de janeiro e fevereiro, ocorre um aumento de quase 20 vezes na população, causando vários problemas ambientais. O principal deles é o aumento na carga de esgoto sanitário que chega a baía, podendo gerar problemas de balneabilidade na baía e da região costeira adjacente. E ainda, o aumento na carga de esgoto lançada pode interferir no cultivo de ostras, considerando que as ostras são animais capazes de filtrar organismos presentes na água. Quando as ostras filtram águas contaminadas com patógenos humanos, elas não apresentam nenhum sinal de contaminação em seu sabor, odor, ou mudam de cor, podendo assim levar essas impurezas aos consumidores das ostras *in natura*, gerando assim um grave problema de saúde pública para a região.

Para avaliar a balneabilidade e o potencial de contaminação das ostras cultivadas na baía de Guaratuba, utilizando como indicadores de contaminação fecal, as concentrações de *Escherichia Coli* (*E.coli*), foi usado a modelagem computacional, que são ferramentas amplamente utilizadas para este tipo de avaliação. A *E. coli* é uma bactéria pertencente ao grupo dos coliformes termotolerantes, que vive exclusivamente no intestino humano e dos animais de sangue quente. O sistema de modelagem usado é o SisBaHiA<sup>®</sup> (Sistema Base de Hidrodinâmica Ambiental), muito utilizado para modelagem de regiões costeiras. O SisBaHiA<sup>®</sup> é um conjunto de modelos computacionais para corpos d'água naturais, desenvolvido pelo setor de Engenharia Costeira e Oceanografia do Programa de Engenharia Oceânica da COPPE/UFPR. O SisBaHiA<sup>®</sup> tem a capacidade de realizar modelagens bidimensionais (2DH) e tridimensionais (3D) da circulação hidrodinâmica e de transporte substâncias utilizando, para a discretização temporal, o método de diferenças finitas e, na discretização espacial, o método dos elementos finitos (Rosman, 2017). Informações sobre o sistema podem ser obtidas em [www.sisbahia.coppe.ufrj.br](http://www.sisbahia.coppe.ufrj.br), com detalhadas informações sobre a formulação matemática e numérica de todos os modelos.

Neste contexto, o objetivo deste trabalho é avaliar as emissões de efluentes domésticos na baía de Guaratuba, analisando o risco e o impacto que as concentrações de *E.coli*, utilizadas como indicadores biológicos, podem gerar na região de produção de ostras, para diferentes cenários, usando a modelagem computacional.

As simulações computacionais deste estudo foram realizadas utilizando o modelo de circulação hidrodinâmica e os modelos de transporte lagrangeano do SisBaHiA<sup>®</sup>. Primeiramente, o modelo hidrodinâmico foi simulado e, posteriormente, o modelo de transporte lagrangeano foi

utilizado para a obtenção das plumas de contaminantes do indicador de contaminação fecal (*E. coli*). O modelo de transporte Lagrangeano do SisBaHiA<sup>®</sup> deve ser usado para simular o transporte de contaminantes de substâncias misturados na coluna d'água ou presentes em apenas uma camada da coluna de água, sendo muito utilizado para estudos de plumas de contaminantes. Este modelo deve ser aplicado a problemas com fontes de pequena escala em relação ao domínio do modelo de circulação hidrodinâmica, ou com fortes gradientes. O uso do modelo de transporte deve ser acoplado ao modelo de circulação hidrodinâmica, que usa a mesma malha de discretização e interpola espacial e temporalmente o campo de velocidades obtido pelo modelo de circulação hidrodinâmica.

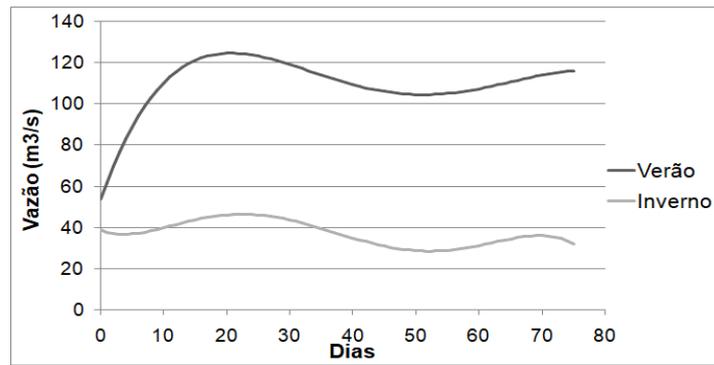
## METODOLOGIA

A baía de Guaratuba localiza-se na costalitorânea do Estado do Paraná, tendo como limites, a oeste, a Serra do Mar, e a leste, oceano Atlântico. Encontra-se entre os paralelos 25° 47' 40" e 25° 54' 52" de latitude Sul e 48° 30' 48" e 48° 44' 27" de longitude Oeste (Zem, 2005). Com orientação leste-oeste, a baía de Guaratuba pode ser considerada corpo de água raso, com 16 km de comprimento, 3 km de largura (Ângulo, 1992). Comunica-se com o oceano Atlântico por uma pequena abertura de aproximadamente 500m, limitada, ao norte pela Serra da Prata e ao sul pelo Morro de Guaratuba (**Error! No se encuentra el origen de la referencia.**). O domínio definido na modelagem é mostrado na Figura , onde também pode ser observada a malha de elementos finitos quadráticos usada na discretização do domínio, a partir de elementos quadrangulares sub-paramétricos Lagrangeanos e a batimetria da baía, obtida a partir das cartas náuticas da carta náutica 1803, obtidas junto à DHN – Diretoria de Hidrografia e Navegação e de dados disponíveis em Zem (2005).



**Figura 2.-** Domínio de modelagem para a baía de Guaratuba, mostrando a malha com 4275 nós e 936 elementos, a visualização da topografia de fundo do domínio de modelagem e a localização dos rios e das fontes de lançamento do esgoto sanitário (círculos).

Os rios São João e Cubatão são os principais rios da região e responsáveis pela maior parte da descarga fluvial que chega a baía de Guaratuba. As vazões do rio Cubatão foram obtidas no banco de dados Hidroweb (Sistema de Informações Hidrológicas) (Figura 3). Já os demais rios que deságuam na baía de Guaratuba não possuem valores de vazão medidos. Para tanto, foram utilizados mapas de vazões médias e mínimas específicas ( $L \cdot s^{-1} \cdot km^{-2}$ ) para pequenas bacias hidrográficas do estado do Paraná, encontrados no site do Instituto das Águas do Paraná (PROJETO HG-52, 1985). A Tabela 1 mostra a área de drenagem e os valores de vazão calculados para os meses de verão e inverno, dos rios da baía de Guaratuba que foram considerados para a realização do modelo de circulação hidrodinâmica da baía.



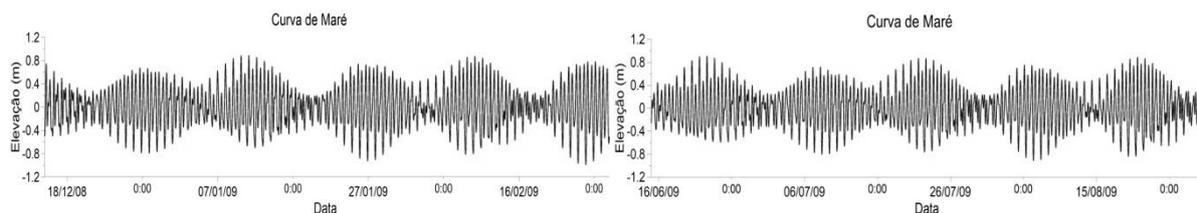
**Figura 3.**-Vazões diárias do rio Cubatão, para o período de verão e inverno.

**Tabela 1.**- Vazões para verão e inverno dos rios da baía de Guaratuba.

| RIOS                 | São João | Boguaçu | Descoberto | Parati | Barigui | Dos Metros |
|----------------------|----------|---------|------------|--------|---------|------------|
| ÁREA                 | 400      | 51,17   | 32.30      | 15,26  | 14,71   | 6,00       |
| Q <sub>VERÃO</sub>   | 10,1     | 1,30    | 0,83       | 0,4    | 0,37    | 0,15       |
| Q <sub>INVERNO</sub> | 2,8      | 0,36    | 0,23       | 0,11   | 0,10    | 0,04       |

Considerando a falta de dados de vento na região da baía de Guaratuba, foram utilizados dados relativos a baía de Paranaguá, que é um baía próxima à Guaratuba. Os dados de ventos foram retirados de Dalazen (2017), que utilizou o modelo atmosférico *Weather Research and Forecasting* (WRF) e obteve valores horários para o vento na altura de 10m, em 150 pontos espaçados de 5 em 5km na baía de Paranaguá, durante os meses de verão e inverno; destes 150 pontos foram selecionados dois para a aplicação no modelo hidrodinâmico. No verão os ventos são predominantemente na direção sudoeste. Já no inverno, os dados mostram um vento bem distribuído entre as direções nordeste, leste, sudeste e sul, com velocidades menores comparadas ao verão.

Na simulação do padrão de circulação hidrodinâmica foi considerada a maré astronômica obtida a partir de 21 constantes, obtidas no catálogo de Estações Maregráficas Brasileiras, da Fundação de Estudos do Mar, para o iate clube de Guaratuba, utilizadas como condição de contorno, como o principal forçante, uma vez que a circulação é regida principalmente pelo afluxo e efluxo da maré. Dois cenários foram considerados para a definição da circulação hidrodinâmica: o primeiro representa o mês de janeiro, quando as vazões fluviais e de esgoto são maiores, e o segundo, o mês de junho, quando as vazões fluviais e as de esgoto são menores. Os dois cenários foram simulados para o ano de 2009, devido à disponibilidade de dados. A Figura 4 mostra a curva de maré considerada para os dois cenários.

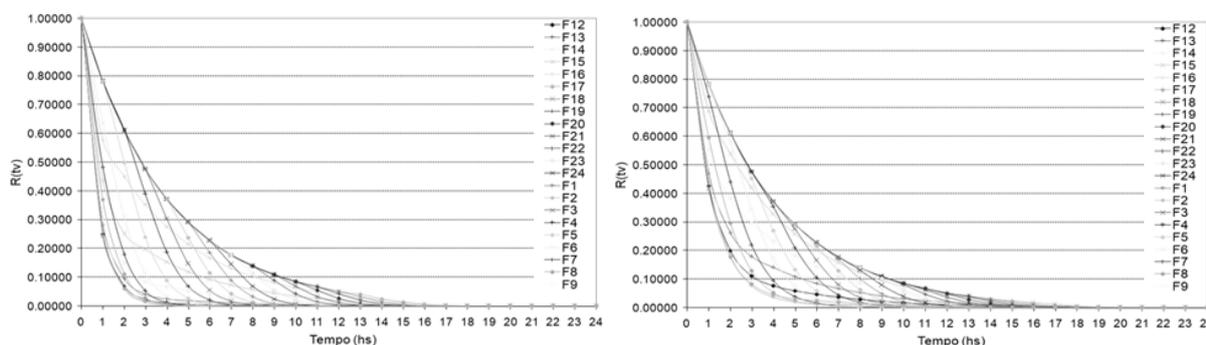


**Figura 4.**-Curva de maré astronômica na baía de Guaratuba para o verão (esquerda) e inverno (direita) de 2009.

Com o objetivo de identificar a variação do tempo de decaimento para os indicadores biológicos, foram avaliados seis cenários, para a simulação do modelo do transporte Lagrangeano,

todos tendo como base os dois cenários definidos para o modelo de circulação hidrodinâmica: para os meses de janeiro e junho, o efluente de esgoto com termo de decaimento variável e constantes de 6 e 12 horas.

A Figura 5 mostra diferentes curvas de decaimento de *E.coli* para diferentes horários de lançamento de efluente doméstico, para a baía de Guaratuba, durante o verão e o inverno, respectivamente, considerando as variações de temperatura, salinidade e radiação solar. É possível observar uma importante variação nos valores de T90, de acordo com a variação da radiação solar. Para a construção das curvas, foi considerada a temperatura da água de 27°C, durante o verão, e 20°C, durante o inverno, salinidade de 28 psu, para os dois cenários. A radiação solar foi calculada considerando diferentes coberturas de nuvens, nesta modelagem foi utilizada a condição de céu aberto, tanto para o verão quanto para o inverno. Nota-se que, durante a noite, os valores de T90 aumentam muito, comprovando assim o forte efeito da radiação solar sobre o tempo de decaimento de *E.coli*.



**Figura 5.-** Curvas de decaimento de *E.coli*, a partir da hora em que foi lançado, na condição de céu claro, para um dia de verão (esquerda) e de inverno (direita). Fonte: Feitosa (2007).

Para o cálculo da vazão diária do esgoto doméstico dos municípios de Guaratuba e Matinhos, durante os meses de janeiro e junho, foi utilizado uma contribuição de esgoto diária por pessoa de 130,0 L/dia. Em relação à variação populacional, foram utilizados dados de população estimada nos municípios de Matinhos e Guaratuba em janeiro e junho, mostrados na Tabela 2, onde é possível observar as vazões de esgoto diárias calculadas e usadas nas simulações.

**Tabela 2. -** Dados da população e da produção diária de esgoto nos meses de janeiro e junho, para as cidades de Guaratuba e Matinhos.

| Municípios | População (verão) (hab.) | Vazão diária de esgoto (verão) (m <sup>3</sup> /dia) | População (inverno) (hab.) | Vazão diária de esgoto (inverno) (m <sup>3</sup> /dia) |
|------------|--------------------------|--|----------------------------|--|
| Guaratuba  | 700.000,00               | 91.000,00  | 35.986,00                  | 4.678,18   |
| Matinhos   | 500.000,00               | 65.000,00  | 33.450,00                  | 4.348,5  |
| TOTAL      | 1.200.000,00             | 156.000,00   | 69.436,00                  | 9.026,68   |

O município de Guaratuba possui uma estação de tratamento de esgoto (ETE Esperança), que lança seu efluente em um pequeno rio, localizado ao lado da ETE; este rio segue até lançar suas águas no rio Boguaçu. A ETE Esperança possui apenas tratamento secundário; possivelmente não sendo eficiente na diminuição das concentrações de *E.coli* do efluente. Este trabalho considera que todo o esgoto das duas cidades é lançado em dois pontos. Certamente esta configuração representa a pior situação possível. Possivelmente o lançamento de esgoto do município de Matinhos é realizado em múltiplos pontos. Os locais onde foram feitas as emissões pontuais são mostrados na Figura 3. As características biológicas que normalmente estão presentes nos esgotos domésticos, em termos de organismos patogênicos e indicadores, usadas neste trabalho, são mostradas na Tabela 3 (Von

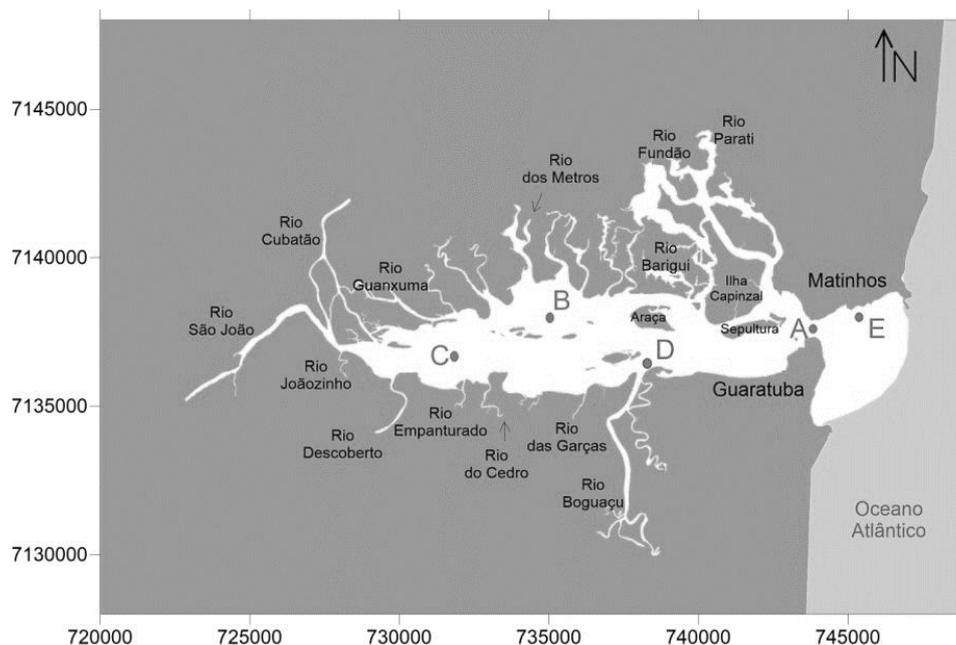
Sperling, 2014). Nos locais definidos para o lançamento de efluentes, foram posicionadas fontes pontuais retangulares, com 100 metros de comprimento por 10 metros de largura, lançando quatro partículas de *E. coli*, a cada passo no tempo, com uma concentração de  $10^7$  NMP/ 100 ml; o lançamento ocorreu no dia 01 de janeiro, para os cenários de verão, e 01 de julho, para os cenários de inverno. Assim, durante os 60 dias de lançamento, foram lançadas um total de 138248 partículas. Novamente, as concentrações de emissão representam a pior situação, pois não consideram as perdas ao longo das tubulações e dos canais, que certamente acontecem.

**Tabela 3.** - Microrganismos e parasitas presentes no esgoto doméstico bruto.

| Organismo                  | Contribuição per capita<br>(org/hab.d) | Concentração<br>(org/100mL) |
|----------------------------|--|-----------------------------|
| Coliformes Totais          | $10^6 - 10^{10}$                       | $10^6 - 10^{10}$            |
| Coliformes Termotolerantes | $10^9 - 10^{13}$                       | $10^6 - 10^9$               |
| <i>Escherichia Coli</i>    | $10^9 - 10^{12}$                       | $10^6 - 10^9$               |

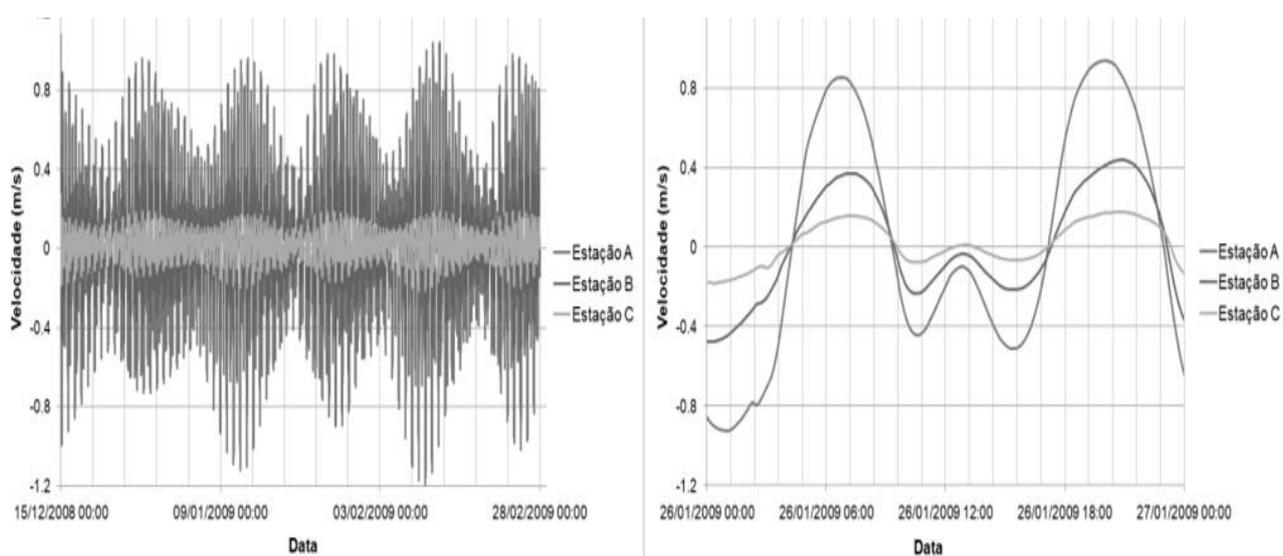
## RESULTADOS

Os resultados do modelo de circulação hidrodinâmica para a baía de Guaratuba devem ser considerados qualitativamente, pois não foi possível realizar uma calibração e validação dos modelos dentro do intervalo de tempo da simulação. Devido as medições de vazão do Rio Cubatão serem entre os anos de 1992 e 1997, seriam necessários dados (vento e maré) referentes a este período para alimentar o modelo hidrodinâmico. Por exemplo, a batimetria utilizada deveria ser a medida durante o período dos dados existentes, as vazões dos outros rios também deveriam ser variáveis. Para a visualização dos resultados, considerando a variação temporal, foram escolhidas três estações no domínio, que caracterizam diferentes compartimentos da baía: uma estação na entrada da baía (ponto A), uma no meio (ponto B) e uma próxima aos rios São João e Cubatão (ponto C) (Figura 6). Os resultados mostram a evolução temporal das componentes Norte-Sul e Leste-Oeste das velocidades. Já para as estações D e E, localizadas próximas as fontes de emissões de efluentes, no rio Boguaçu e Prainha 1, respectivamente, foi definido um raio de 50 metros em relação as coordenadas centrais, onde as concentrações de *E. coli* foram calculadas.



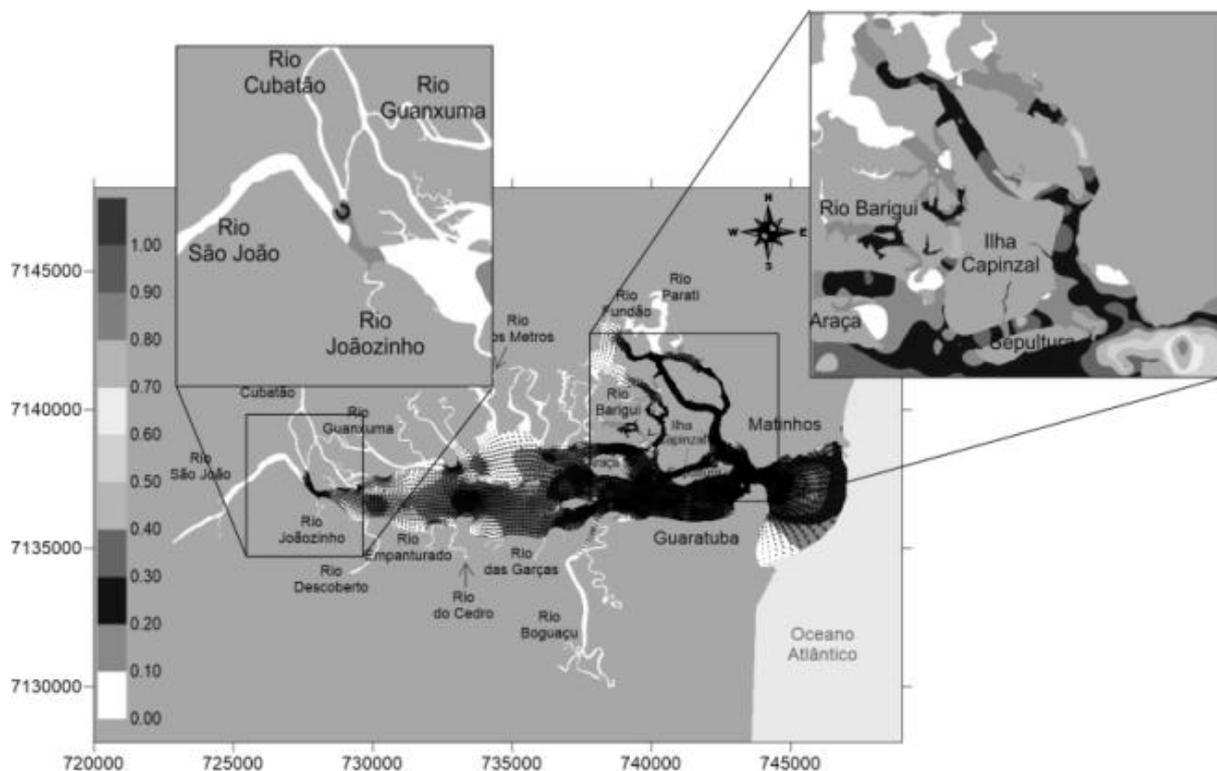
**Figura 6.** - Localização das estações onde os valores da superfície livre, das componentes Norte-Sul e Leste-Oeste das velocidades e das concentrações de *E. coli* foram observados, para diferentes cenários.

A Figura 7 mostra a componente Leste-Oeste da velocidade, que é a componente mais importante na baía de Guaratuba, considerando que baía possui orientação Leste-Oeste; a componente Norte-Sul da velocidade é consideravelmente menor. Na estação A, a componente Leste-Oeste da velocidade não ultrapassa 1,2 m/s, em períodos de sizígia e 0,5 m/s, em períodos quadratura. Nas estações B e C, estes valores são de no máximo 0,25 m/s e 0,15 m/s para períodos de sizígia e quadratura, respectivamente. Já durante o inverno, os resultados mostram que as componentes Leste-Oeste das velocidades possuem comportamento semelhante às velocidades durante o verão; porém, a estação C, no verão, possui velocidades superiores às da estação B, ao contrário do que acontece no inverno. Este comportamento reflete a influência do aporte fluvial, que é maior durante o verão, favorecendo ao aumento das velocidades nas regiões próximas aos rios. Assim, a componente Leste-Oeste da velocidade na estação C chega a 0,5 m/s em períodos de sizígia e a 0,3 m/s em períodos de quadratura, dobrando seus valores em relação ao inverno. A Figura 6 também mostra em detalhes o comportamento da componente Leste-Oeste da velocidade para cada estação durante dois ciclos de maré de sizígia. Considerando que o módulo positivo da componente Leste-Oeste da velocidade descreve o período de vazante e que o módulo negativo, o período de enchente, é possível observar que o intervalo de vazante é menor. No entanto, o módulo das velocidades é significativamente maior, sendo possível afirmar que baía de Guaratuba possui uma tendência de vazante, com uma assimetria entre os períodos de vazante e enchente.



**Figura 7** - Componente Leste-Oeste da velocidade na baía de Guaratuba, durante 15/12/2008 00h00 e 28/02/2009 00h00 (esquerda) e durante os dias 26/01/2009 00h00 e 27/01/2009 00h00 (direita).

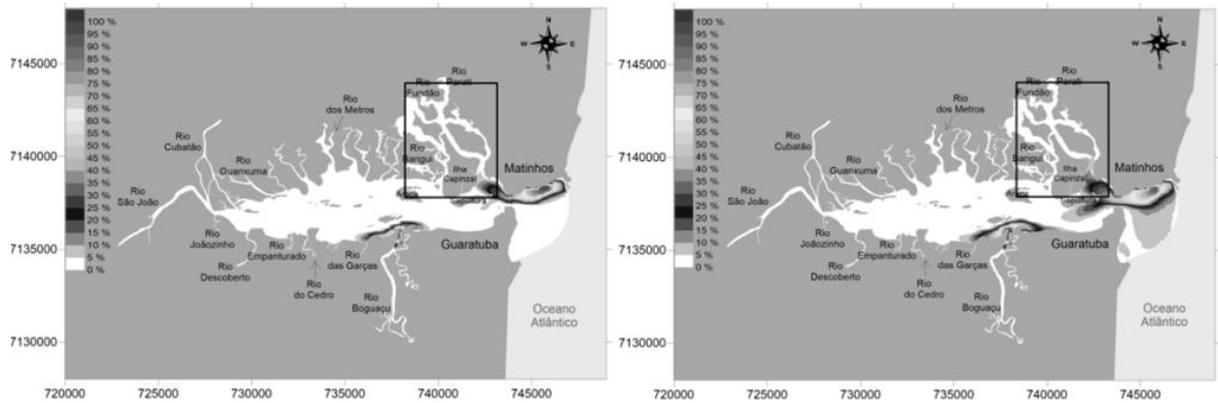
Na Figura 8 é mostrado o padrão espacial de velocidades no instante de meia maré vazante, em um período de sizígia, durante o verão. Pode-se observar que os campos de velocidades apresentam forte relação com a batimetria. Nos estrangulamento, devido à diminuição da área, as velocidades são maiores. A partir dos resultados da circulação hidrodinâmica foi possível simular o transporte da pluma de contaminantes e determinar as regiões onde ocorrem as maiores concentrações de *E. coli* por 100 mililitros.



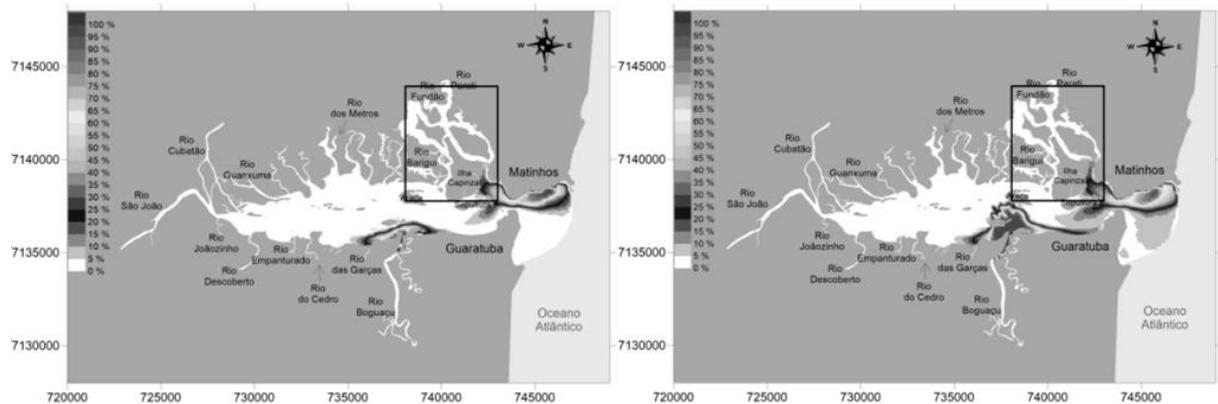
**Figura 8.-** Campo de corrente no domínio do modelo no instante de meia maré vazante.

Com os resultados obtidos pelo modelo de transporte Lagrangeano do SisBaHiA<sup>®</sup>, é possível definir quais as áreas de influência das plumas de contaminantes lançadas na baía. As Figuras 9, 10 e 11 apresentam a porcentagem de tempo em que as concentrações de *E. coli* foram superior a 88 NMP/100 ml, durante os 60 dias em que foram lançados os efluentes na baía de Guaratuba. No Brasil, as principais resoluções federais vigentes para avaliar a qualidade dos corpos hídricos são a resolução CONAMA N° 357, 2005, que classifica os corpos d'água brasileiros de acordo com seus usos pré-estabelecidos, e assim, para cada classe de corpo d'água, existe padrões de qualidade da água que devem ser obedecidos e a CONAMA N° 274, 2000, que define os critérios de balneabilidade. Para o cultivo de moluscos bivalves destinados à alimentação humana, a resolução CONAMA 357 de 2005 indica que algumas análises devem ser feitas, sendo necessário um mapeamento das áreas e uma avaliação microbiológica e físico-química da água, com uma média geométrica da densidade de coliformes termotolerantes na água de cultivo, de um mínimo de 15 amostras coletadas no mesmo local, que não deve ultrapassar 43 indivíduos por 100 ml, e o percentil 90% não deve exceder 88 coliformes termotolerantes por 100 ml. Esse monitoramento deve ser anual, com um mínimo de cinco amostras.

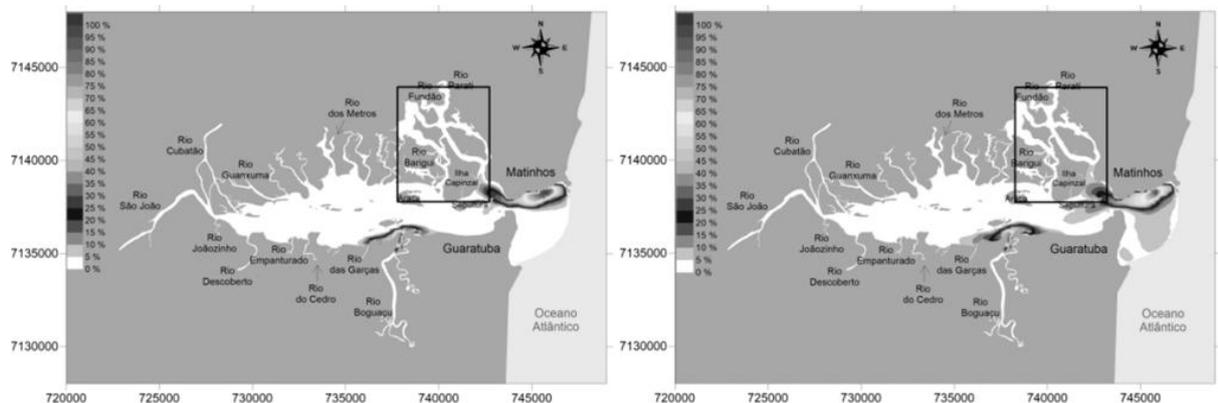
Analisando os resultados obtidos, podemos observar que, para todos os cenários, parte da região de cultivo de ostras, mostrado em detalhe nas Figuras 9, 10 e 11, apresenta as concentrações de *E. coli* superiores aos valores permitidos, inclusive nos melhores cenários, com o tempo de decaimento constante e igual a 6 horas. As concentrações de *E. coli* estão acima dos padrões estabelecidos nas regiões próximas as fontes; no entanto, em grande parte da baía, os valores estão abaixo do limite exigido pela legislação. Observou-se ainda que o transporte é fortemente relacionado à capacidade das correntes em mover estes contaminantes e que a pluma atinge a região costeira adjacente.



**Figura 9.-** Porcentagem de tempo em que a concentração de *E. coli* com T90 constante e igual a 6h, para o inverno (esquerda) e verão (direita). A região em destaque é onde ocorre o cultivo de ostra.

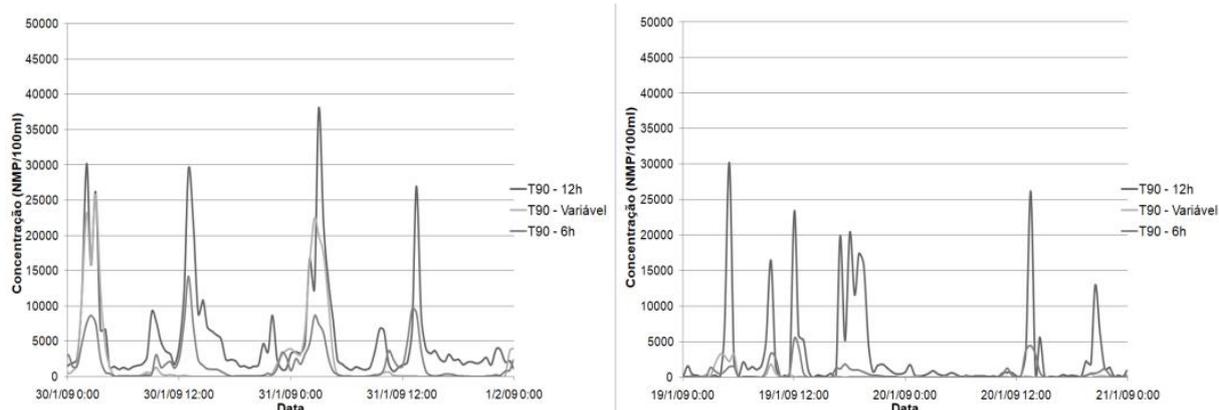


**Figura 10.-** Porcentagem de tempo em que a concentração de *E. coli* com T90 constante e igual a 12h, para o inverno (esquerda) e verão (direita). A região em destaque é onde ocorre o cultivo de ostra.

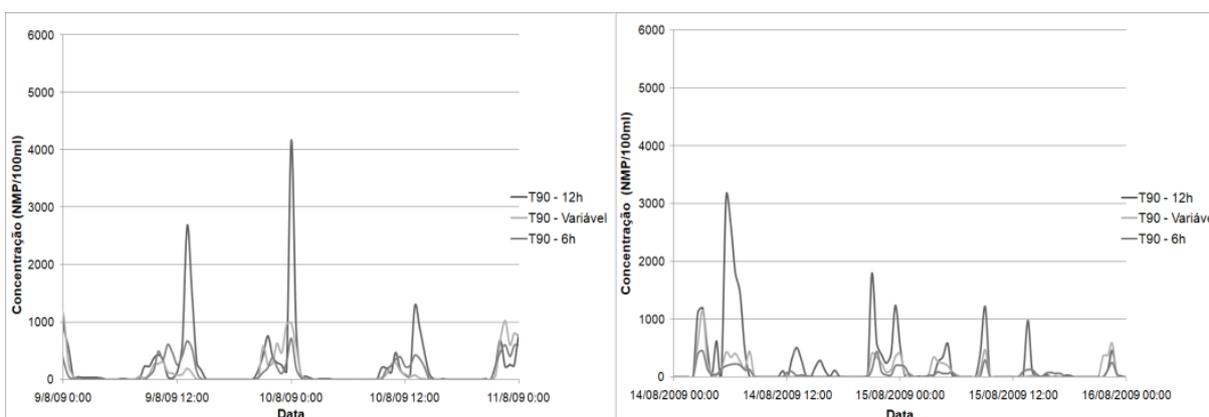


**Figura 11.-** Porcentagem de tempo em que a concentração de *E. coli* com T90 variável durante o dia, para o inverno (esquerda) e verão (direita). A região em destaque é onde ocorre o cultivo de ostra.

Observando a evolução temporal das concentrações de *E. coli* próximas às duas fontes (Estações D e E) para o verão (Figura 12) e o inverno (Figura 13), é possível observar que a variação temporal das concentrações, para as duas estações, segue dois padrões: *i*) para T90 constante (6 ou 12h), as maiores concentrações não guardam relação com a hora do dia, mas com os períodos de vazante e enchente; *ii*) para T90 variável, as maiores concentrações acontecem durante a noite e, durante o dia, as concentrações são muito pequenas, mostrando claramente a influência da radiação solar no processo de decaimento. E ainda, durante o verão as concentrações de *E. coli* são significativamente maiores que no inverno.



**Figura 12.-** Concentração de *E.coli* para diferentes T90, durante 2 dias de verão, na estação D (esquerda) e estação E (direita).



**Figura 13.-** Concentração de *E. coli* para diferentes T90, durante 2 dias de inverno, na estação D (esquerda) e estação E (direita).

## CONCLUSÃO

Os resultados deste trabalho devem ser observados qualitativamente. No entanto, podem ser usados para comparar os impactos que o aumento da população do entorno da baía de Guaratuba provoca na baía, em períodos de verão e inverno. Os resultados obtidos neste trabalho não representam as condições reais da baía de Guaratuba. Vale ressaltar que a modelagem matemática não é uma ciência exata, e sim uma ferramenta de apoio que pode ser utilizada para a gestão de recursos hídricos.

Os resultados mostram que a baía de Guaratuba tem uma tendência de vazante. Mostram ainda que o aumento da população durante o verão interfere na qualidade da água na porção mais a leste da baía. Mesmo com a grande quantidade de esgoto lançada na baía de Guaratuba durante o verão, a região de cultivos de ostras é pouco afetada, devido às grandes distâncias das fontes em relação às regiões de cultivo. Porém, é necessário que os cuidados com a qualidade da água sejam mantidos, para se atender a legislação, e assim garantir uma carne de ostra de qualidade aos seus consumidores. Possivelmente devem existir outras fontes de esgoto que chegam à baía, que não foram consideradas neste estudo e, que certamente alterariam os resultados obtidos. As considerações feitas sobre as concentrações de emissão e os locais de lançamento do esgoto representam a pior situação possível. Neste sentido, este trabalho mostra o pior cenário ao qual a baía estaria submetida.

É possível concluir ainda, que a região norte da baía de Guaratuba é a região menos afetada pelas plumas de poluentes, devido à inexistência de centros urbanos no entorno da baía. Portanto, essa seria uma região propícia a receber novas fazendas de cultivo de ostras.

## REFERÊNCIAS

- Ângulo, R. J. (1992)** *Geologia da planície costeira do Estado do Paraná*. Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo. São Paulo.
- Dalazen, J. P. (2017)** *Modelagem Numérica da Renovação das Águas no Complexo Estuarino de Paranaguá*. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental. Universidade Federal do Paraná. Curitiba.
- Feitosa, R. C. (2007)** *Acoplamento de Modelos de Campos Próximos e Campo Afastado com Cinética de Decaimento Bacteriano Variável – Aplicações em Emissários Submarinos*. Programas de Pós-Graduação em Engenharia. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro.
- Rosman, P. C. C. (2017)** *Referência Técnica do SisBAHiA®*. COPPE, Rio de Janeiro, Brasil.
- Von Sperling, M. (2014)** *Introdução à Qualidade das Águas e ao Tratamento de Esgotos*, Belo Horizonte. Editora UFMG. 2014. p. 82–114.
- Zem, R. C. (2005)** *Dinâmica Sedimentar da Baía de Guaratuba – PR*. Setor Ciências da Terra. Universidade Federal do Paraná. Pontal do Paraná.

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

**PUENTE EN LA BOCA DEL ESTUARIO DEL RÍO PORTOVIEJO:  
ESTUDIO DE CASO**

*Ing. Ms. Jacinto Rivero Solórzano e Ing. MI José Solís Cabezas*

**Guayaquil – Ecuador**

*jacintoriverosolorzano@gmail.com, jsoliscabezas@gmail.com*

**RESUMEN:**

Se estudian los procesos erosivos en el puente en la Boca del Estuario del Río Portoviejo, ubicado en la Vía Troncal de la Costa Ecuatoriana, tramo Manta – Bahía de Caráquez, conocida como la ruta del Espóndilos. El puente tiene 420 metros de longitud y 20 metros de ancho y está constituido por un tramo central, en la sección principal de la Boca, de 120 metros de longitud y dos tramos, en las bermas laterales, de 120 metros cada uno.

En virtud de la ubicación del puente y de las inestabilidades vinculadas a la boca de un estuario, fue necesario estudiar la interacción entre la influencia de la marea, los flujos que bajan por los ríos, las características hidráulicas que prevalecen en el sitio de cruce, en concordancia con la mecánica del sistema fluvial y marino, involucrados.

En este sentido, se logró evaluar los procesos erosivos bajo las diferentes condiciones extremas previsible en el sitio de cruce, con la finalidad de brindarle, al promotor del proyecto, las herramientas necesarias para poder decidir las características de la cimentación de la superestructura.

**ABSTRACT:**

It was studied the erosion processes on the bridge at the mouth of the estuary of the Portoviejo river, placed on the Ecuadorian coast road, reach Manta - Bahía de Caráquez, known as the Espondilus route. The bridge has 420 meters long and 20 meters wide and has a central reach of 120 meters long, placed in the main section of the mouth and two reaches placed, of 120 meters long each, on the side berms.

Due to the bridge location, and the instabilities related to the mouth of an estuary, it was necessary to study the interaction between the influence of tide, flows that descend through the rivers, the hydraulic characteristics that prevail at the crossing site, in accordance with the mechanics of fluvial and marine system, involved.

In this sense, was achieved to assess erosion processes under different extreme conditions foreseeable at the site junction, in order to provide to the promoter of the project, the necessary tools to determine the characteristics of the foundation of the superstructure.

**PALABRAS CLAVES: Estuarios, Erosión, Fluvial**

## INTRODUCCIÓN

El puente en la boca del río Portoviejo, forma parte de la Vía Manta – Bahía de Caráquez, la que a su vez es parte de la Ruta del Espondilos, que es una troncal que va bordeando la Costa del Ecuador, figura 1. El Río Portoviejo nace en la Cordillera de Paján y Puca, a una elevación de alrededor de 400 m.s.n.m., tiene las características normales, en cuanto a su forma, que prevalecen en un río desde su nacimiento hasta su desembocadura.

Por otro lado, no es ninguna novedad, que la cuenca de drenaje del río Portoviejo ha estado sometida a un intenso proceso de deforestación, y por lo tanto a un incremento de los procesos de erosión, transporte y deposición de sedimentos, con los problemas que esto acarrea a las obras hidráulicas en general y al propio proceso natural del sistema fluvial.



Figura 1.- Ubicación del Proyecto

Es necesario destacar que el río Portoviejo antes de su desembocadura al mar, en su tramo inferior, está influenciado por la marea, al igual que todos los Deltas, ocasionando serios problemas, sobre todo, en épocas de grandes avenidas tales como las producidas durante el denominado fenómeno de El Niño, ya que no solamente ejerce un efecto de remanso o taponamiento de los ríos, sino que también hace que el flujo en los mismos sea en sentido contrario, ocasionando una interacción especial entre el flujo de agua y sedimento que baja por los ríos y el que entra como resultado del efecto ejercido por la marea. La situación anotada, configura un panorama muy complejo, que requiere determinar, a) el tipo de la marea en el sitio de cruce, b) las características de la marea, c) la estabilidad general del sitio de cruce, d) las características del flujo del río y de las mareas, que permita establecer un comportamiento cuantitativo de los fenómenos que están ocurriendo, así como también un análisis morfológico del Delta y Río Portoviejo.

## ESTUARIO DEL RÍO PORTOVIEJO

El Estuario del río Portoviejo, como todos los estuarios del mundo, es un área de interacción entre el agua salada o de mar y el agua fresca o de río. La definición de estuario más utilizada en la bibliografía mundial es aquella dada por Cameron y Pritchard (1963), que establece, “Un estuario es un cuerpo de agua costero semi cerrado que tiene una conexión libre con el mar abierto, dentro del cual existe una mezcla mesuradamente diluida con el agua fresca que proviene de la cuenca de drenaje del río. De acuerdo a su estructura salina, los estuarios se clasifican según su estratificación y su distribución salina en 1) Altamente estratificados, 2) Parcialmente mezclados y 3) Muy bien mezclados (homogéneos), figura 2.

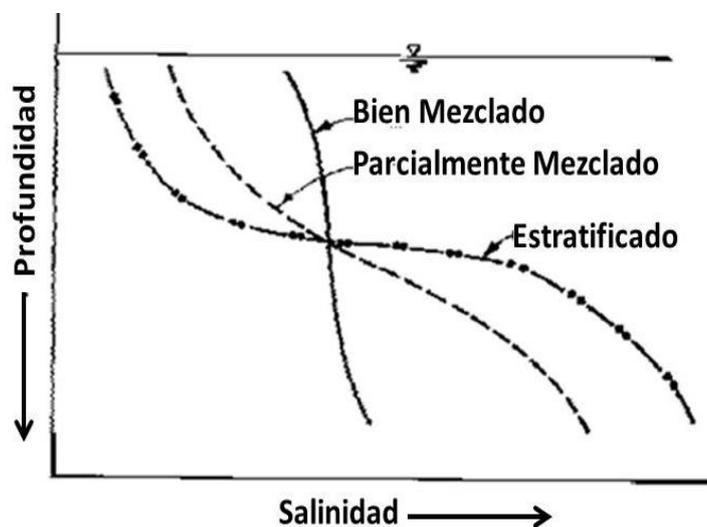


Figura 2.- Estructura Vertical de la Salinidad

## CARACTERÍSTICAS MORFOLÓGICAS DEL RÍO PORTOVIEJO

En el sentido estricto de la palabra, la morfología fluvial trata sobre la estructura y el proceso que los sistemas fluviales tienen a lo largo de los años para configurar lo que finalmente vemos en la actualidad, en función de lo cual se conoce el antecedente del sistema fluvial, y por ende, se está en capacidad de definir su comportamiento futuro, dentro de lo que se conoce como la perspectiva histórica, es decir en un plazo que tenga relación con la vida útil de los proyectos.

Un análisis de ésta naturaleza sale fuera del alcance del presente estudio, sin embargo de lo cual, el conocimiento de ciertos aspectos relacionados con la morfología fluvial permite analizar comportamientos actuales y definir comportamientos futuros, sobre todo, en lo que tiene relación con el tramo final del río Portoviejo, previo a su desembocadura, donde se implantará un puente, como parte del Sistema Vial Manta – Bahía de Caráquez.

Es evidente y se puede notar con facilidad, que el río Portoviejo ha desarrollado en su parte inferior un valle de inundación a lo largo de su recorrido, similar a cualquier otro río de llanura, a través de cuyos extremos a lo largo de la actual vía Rocafuerte – Crucita y Rocafuerte – San Jacinto, se ha movido a lo largo de los años, tal como se observa en la figura 3.



**Figura 3.-** Parte Baja del Río Portoviejo Aguas Abajo de la Población de Rocafuerte

Lo explicado en líneas precedentes ha ocurrido a lo largo de los años en el río Portoviejo, configurando un Delta, figura 4, que se inicia aproximadamente en el eje formado entre las poblaciones de Higuero de Rocafuerte, vía Rocafuerte - Crucita, y Cañitas, vía Rocafuerte - San Jacinto, caracterizado por bifurcaciones y uniones del propio río, previo a su desembocadura, dentro de un proceso de formación de meandros. Se nota con mucha claridad que el proceso natural del río se ha visto seriamente afectado por las Camaroneras, a partir del año 1970, y por el desarrollo urbanístico que en los últimos años ha tenido la población de Crucita, en la boca del estuario.

Por otro lado, los desbordamientos del río que ocurren de manera prácticamente generalizadas desde antes de la ciudad de Rocafuerte, figura 5, teniendo como límites las vías Rocafuerte – San Jacinto y Rocafuerte – Crucita, tienden a nivelar la planicie rellenando con sedimentos las partes más bajas y, al mismo tiempo tienden, en conjunto, a sobre elevar toda la planicie; esas sobre elevaciones son mayores en las zonas aguas arriba y disminuyen lentamente a medida que se aproximan al mar.

El sedimento que es transportado por el agua desbordada muy poco regresa a la corriente principal, y es aquel que por ser muy fino (material de lavado) no alcanza a depositarse aún con velocidades muy bajas.

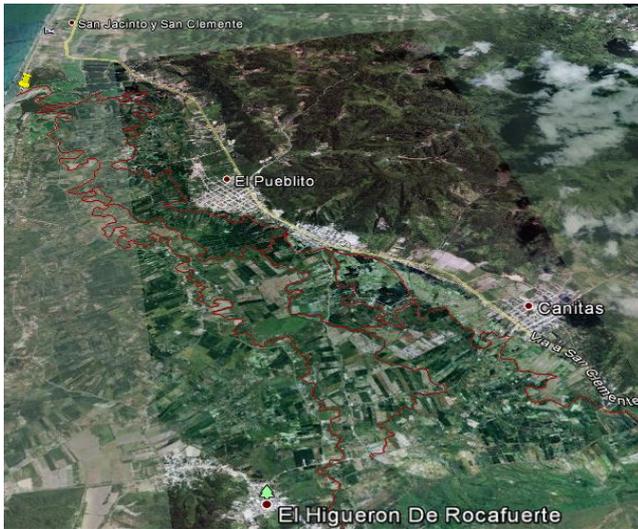


Figura 4.- Delta del Río Portoviejo

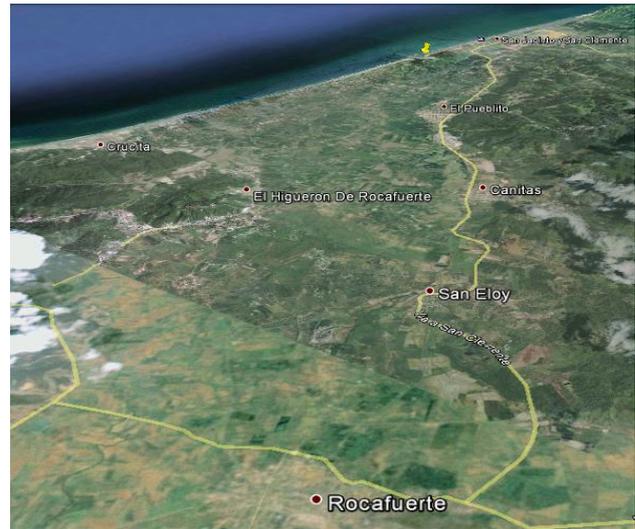


Figura 5.- Zona de Inundación, Río Portoviejo

## PROCESO DEPOSICIÓN - EROSIÓN EN EL ESTUARIO DEL RÍO PORTOVIEJO

Una de las características principales que se encuentra en la llanura aluvial de la cuenca del Río Portoviejo, es la pérdida constante de la capacidad de los cauces como consecuencia de la pérdida de turbulencia del flujo debido a la considerable disminución de la pendiente de los cauces y por efecto de la influencia de mareas que acelera aún más el proceso de deposición del sedimento.

Este problema se agrava, por el incremento anual de arrastre de sedimento como consecuencia de la despiadada tala de árboles en las fuentes de sedimento, ocasionando en las zonas de poca pendiente, una sobrecarga de sedimento imposible de ser transportada por la corriente de agua, produciendo la deposición del mismo, agravando de esta manera, el problema de las inundaciones, sobretodo, durante el Fenómeno de El Niño que azota de manera frecuente el litoral ecuatoriano. La suerte que las partículas de sedimento corren dentro del mecanismo de deposición y erosión alternas en un curso de agua es ciertamente errática y compleja y en cierta forma impredecible. Es así que la interacción entre la cuña de agua salada que se traslada hacia aguas arriba y el agua del río que lo hace hacia aguas abajo, es un factor importante en el aspecto de sedimentación.

La costa del Manabí central presenta la alternancia de acantilados rocosos y de llanuras litorales, tales como el Estuario del Río Portoviejo. Estos dos ambientes ofrecen una gran biodiversidad gracias a la riqueza marina, a los pequeños valles de los esteros y a las lagunas de manglares que ejercen un control natural de los estuarios, que en el caso específico del Estuario del Río Portoviejo se ha visto afectado particularmente, desde el año 1970 hasta el año 1999, con la proliferación de las camaroneras, situación que se observa en la figuras 6 y 7. Lo anotado, ha influido notablemente en el comportamiento natural del estuario y ha desviado cauces naturales propios del Delta del Portoviejo y por supuesto, la denominada Boca del Río, previo a su salida al mar.



Figura 6.- Situación Actual del Estuario



Figura 7.- Situación actual del Estuario

La dinámica natural propia de los estuarios junto a factores antrópicos, han favorecido el relleno de los sistemas lagunares que se forman en la desembocaduras de los ríos que crean una especie de aislamiento entre el mar y el río y, en consecuencia, la desaparición de un manglar litoral cuyos pocos restos son todavía visibles en los márgenes del río Portoviejo en su desembocadura, tal como se aprecia en la fotografía siguiente, figura 8.

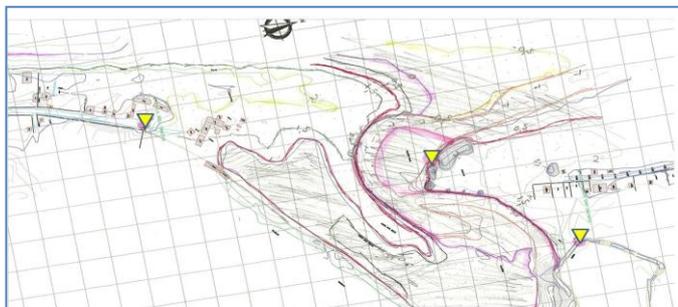


**Figura 8.-** Configuración Actual de La Boca

## **CARACTERÍSTICAS DE LA BOCA DEL ESTUARIO**

La desembocadura del río Portoviejo, conocido como La Boca, es el resultado de la interacción entre la influencia de la marea y los caudales que llegan a través del río. La dinámica de La Boca está caracterizada por la preponderancia que tengan en el proceso los factores intervinientes, es decir, en épocas de largos estiajes, la morfología de La Boca está íntimamente relacionada con el sedimento marino; por otro lado, en épocas de grandes escurrimientos que ocurren durante el denominado Fenómeno El Niño, la morfología de La Boca es influenciada mayormente por las grandes descargas que provienen del río. En periodos de lluvia y de estiaje normales, la forma de La Boca presenta un panorama muy interesante al notarse con claridad el efecto del mar durante los meses de estiaje, y el efecto del río durante el periodo de lluvia.

Se realizó una Batimetría completa de La Boca, figura 9, a efectos de definir su forma actual y además que pueda servir para realizar los cálculos hidráulicos requeridos en relación con la implantación del puente. De igual manera, se presenta en la figura 10 una fotografía aérea tomada en la misma época a efectos de que se pueda observar con mayor claridad la situación actual.



**Figura 9.-** Batimetría de la Boca del Estuario



**Figura 10.-** Fotografía de la Boca

En base a la situación actual, previo al periodo de lluvias de 2012, la salida del río al mar se realiza a través de un ancho relativamente pequeño, en donde se nota con claridad que la forma de La Boca ha sido influenciada en los últimos años por el sedimento marino, dados los periodos de sequía que duraron algunos años, dando lugar a la formación de playas relativamente grandes que se notan aun en pleamar con cotas por arriba de 1.5 m.s.n.m.

Una buena comparación puede establecerse con fotografías de los años 2007 y 2012, figuras 11 y 12, respectivamente, en donde se puede apreciar que en ancho del río al ingresar al mar es mayor y está prácticamente limitado por el poco manglar que aún existe y son controles naturales que por el momento estabilizan la zona de la desembocadura del río Portoviejo. Adicionalmente, se nota que en año 2007, la salida de estiaje hacia el mar estaba hacia la margen izquierda, diferente a la alineación actual, que está más hacia la margen derecha.



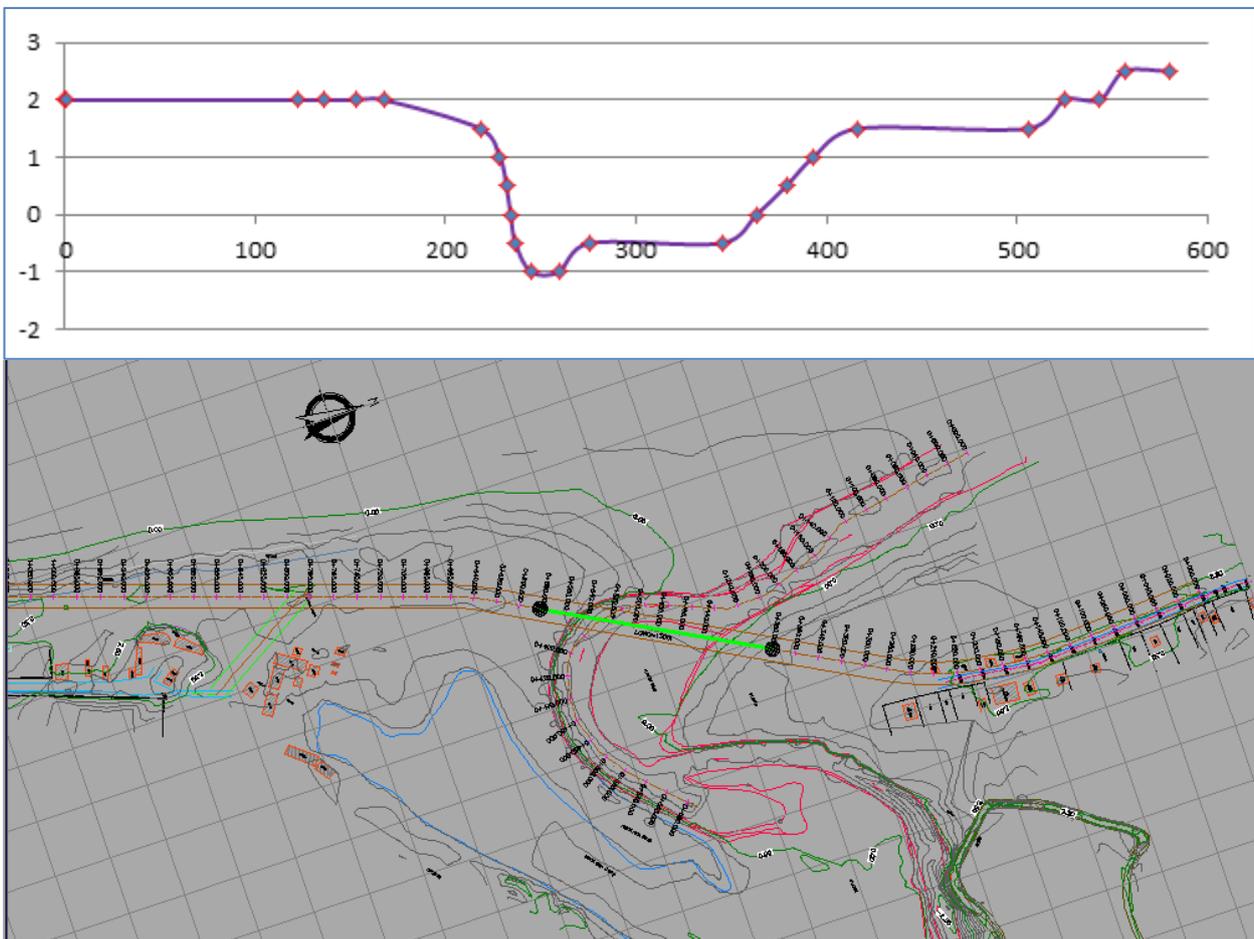
**Figura 11.-** Fotografía de la Boca, año 2007



**Figura 12.-** Fotografía de la Boca, año 2012

En épocas de grandes descargas, el río, de manera natural, trata de encontrar su ancho necesario en su salida al mar, y es en ese momento es donde se establece el otro extremo dentro del proceso de erosión y deposición natural que existe en las bocas de los estuarios. El último periodo de lluvias del año 2012, siendo un periodo de lluvias que no alcanzó a ser un denominado fenómeno de El Niño, sin embargo, el río se fue abriendo camino hacia el mar, y en pleamar, el agua alcanzaba un ancho mayor y cubría el playón de la margen izquierda, cuyas huellas son visibles en la figura 12.

Adicionalmente, la geometría del estuario, particularmente la boca del mismo, es un factor muy importante a considerar en virtud de su génesis que depende de influencias relativas de los diferentes actores involucrados en el proceso natural. En este contexto, era necesario escoger una alineación y una longitud para el puente, figuras 13 y 14, que armonice con el comportamiento natural de la boca del estuario, a efectos de conseguir la implantación de una estructura que modifique lo menos posible dicho comportamiento y que más bien se adapte a los procesos cambiantes propio de las zonas estuarinas.



**Figura 13.-** Sección Transversal y Alineación del Puente en la Boca del Estuario

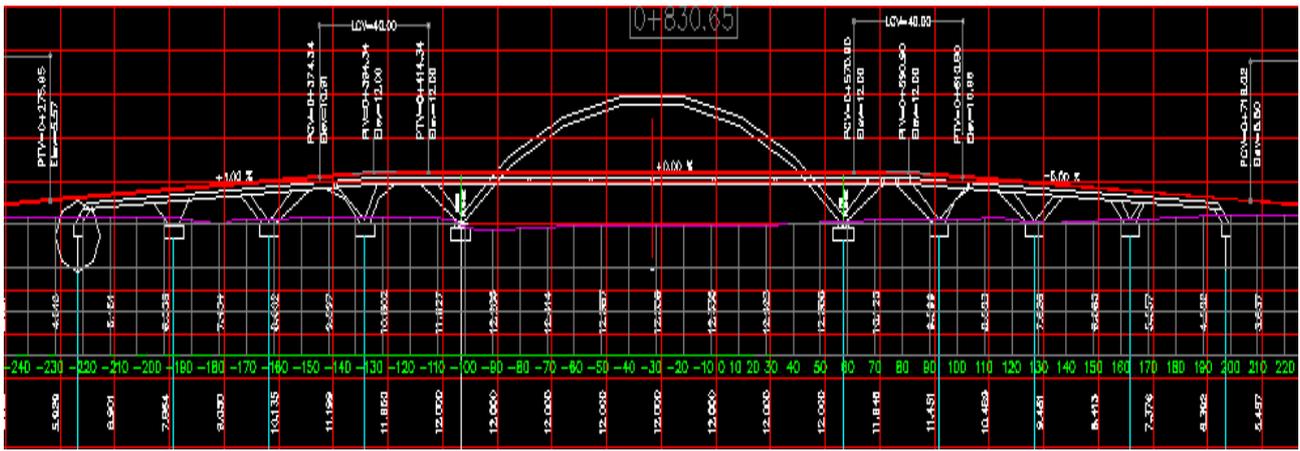


Figura 14.- Perfil del Puente en la Boca del Estuario

## CARACTERÍSTICAS DE LA MAREA EN LA BOCA DEL ESTUARIO

En el presente estudio, el flujo que proviene desde el mar, pasa por una zona lagunar antes de entrar al estuario propiamente dicho, tal como se muestra en la figura 15, donde se nota con mayor amplitud el estuario.

De acuerdo a las circunstancias que prevalecen durante la época de estiaje, es posible asumir que el flujo que viene por el río durante esa época del año, es prácticamente nulo, en cuyo sentido, el flujo que proviene del mar será el predominante en la zona lagunar y en el estuario. Es decir, al no existir flujo que proviene del río, el flujo neto del agua que entra y sale del estuario será cercano a cero.



Figura 15.- Estuario del Río Portoviejo

De manera inicial era necesario identificar, a) el tipo de control ejercido por las mareas, b) las características de las mareas, c) las características de la estabilidad general del sitio de cruce y las condiciones de cimentación del puente, d) las características del flujo producido por las mareas y del río. En nuestro caso, se evidencia un efecto de marea controlado en donde ésta constituye las condiciones de borde de aguas abajo, es decir, la magnitud de las mareas en tal que reduce las descargas a cero en el sitio de cruce.

En las figuras 16 y 17, se ilustra la variación de la elevación en el tiempo de la marea astronómica a través del cual se observa que la descarga máxima ocurre en el punto de inflexión (media) entre la pleamar y bajamar:

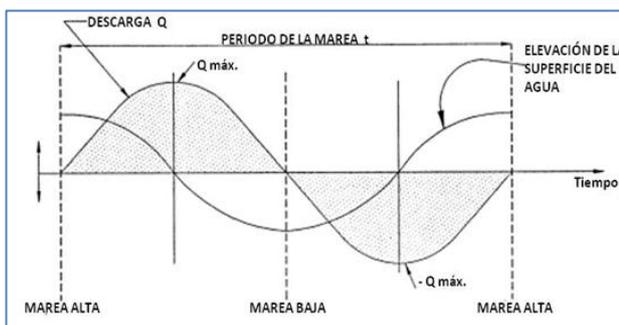


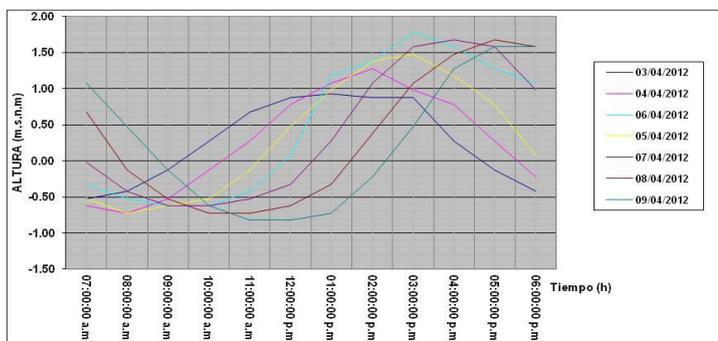
Figura 16.- Variaciones de la Marea en La Boca



Figura 17.- Variaciones de la Marea en La Boca

Desde el punto de vista hidráulico, la definición de la velocidad presenta dos límites en concordancia con el esquema anterior. Cuando el flujo que proviene del río se asume a ser cero, el flujo a través del puente estará basado solamente en aquel que resulta del flujo y reflujo de la marea. De igual manera, cuando el flujo que proviene del río es grande en relación con el flujo que entra por efecto de la marea, el efecto de la marea se asume a ser irrelevante.

Se realizó durante dos semanas registros de niveles cada 15 minutos, figura 18, en la boca del estuario referidos al nivel medio del mar, con la finalidad de establecer amplitudes de marea en dicho sitio y su relación con los registros del mareógrafo de Manta usados en el presente estudio para definir el efecto de las mismas en tramos de la Vía Manta – Bahía de Caráquez.



**Figura 18.-** Registro de niveles en la Boca

## EROSIÓN EN EL SITIO DE CRUCE

Los procesos erosivos en sitios de cruce de un puente en una zona costera son el resultado de la influencia de las mareas, de los grandes flujos que bajan por los ríos y de una combinación de ambos factores. Bajo las circunstancias anotadas, las condiciones del flujo suelen ser diferentes, sin embargo de lo cual, los procesos erosivos son similares a aquellos que ocurren en un cauce de ríos no influenciados por mareas, por lo que se aplican las mismas formulaciones, debiendo destacar, la necesidad de evaluar correctamente las fuerzas hidráulicas actuantes en el proceso.

Desde el punto de vista de la erosión, la situación más desfavorable se la obtiene para el evento que implique el tener una velocidad mayor, la misma que puede ocurrir bajo las siguientes condiciones:

1. Cuando la onda está entrando a su máxima velocidad.
2. Cuando ocurre la recesión de la marea, coincidiendo la máxima marea con la creciente que llega a la boca a través del río.

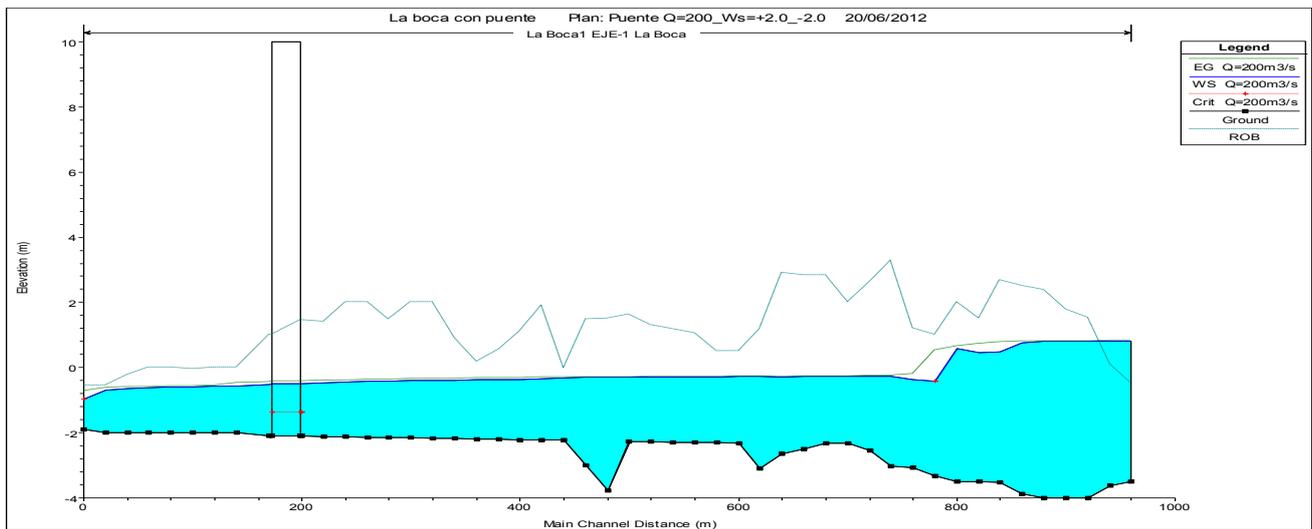
Las condiciones hidrológicas de frontera para definir los procesos erosivos extremos, serán las siguientes:

1. Considerar la onda de ingreso al estuario
2. Considerar un hidrograma extremo que esté llegando al estuario

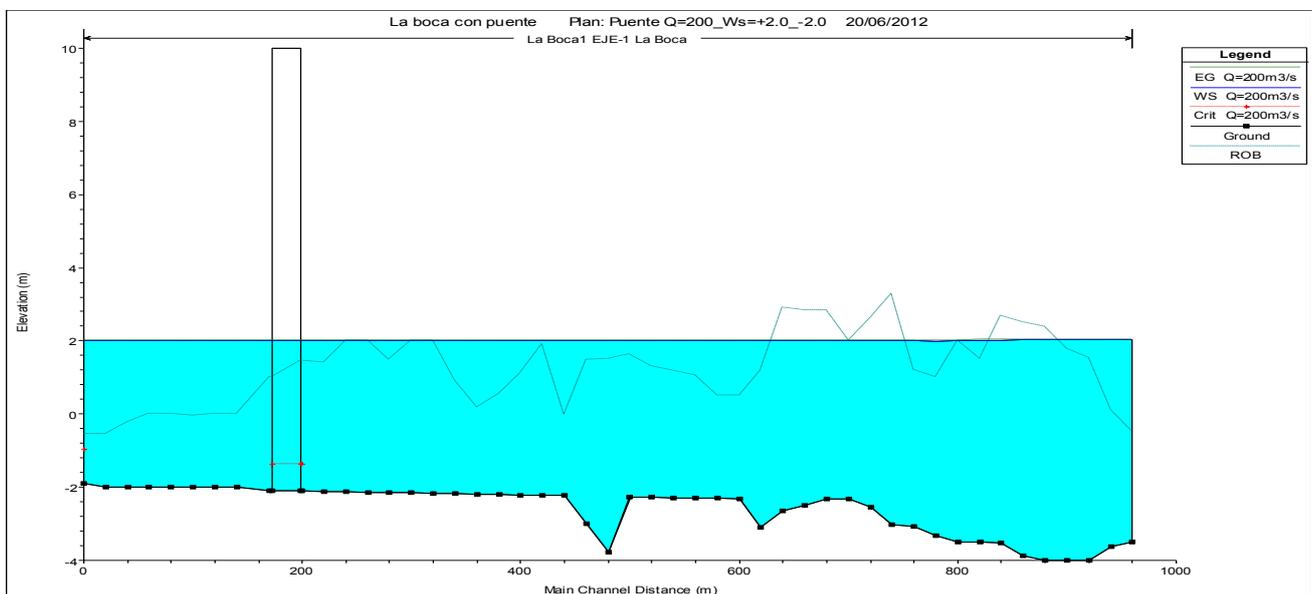
Definido el procedimiento, se calcula la profundidad y la velocidad, para lo cual se requerirá de un modelo que evalúe el nivel de la superficie del agua y el resto de parámetros hidráulicos. Para definir las características hidráulicas que prevalecerán durante los eventos extremos, se usó el Modelo HEC RAS 4.1.0, desarrollado por el U. S. Army of Corp Of Engineers, USACE, considerando un flujo permanente unidimensional y se modeló el sitio La Boca.

La Figura 19 muestra el perfil hidráulico cuando el caudal es el máximo e igual a  $200 \text{ m}^3/\text{s}$  y el nivel de marea es el mínimo e igual a  $-2.0 \text{ msnm}$ ; para esta condición la velocidad máxima del flujo en el cauce principal es  $3.27 \text{ m/s}$ .

De igual manera, la Figura 20 muestra el perfil hidráulico cuando el caudal es el máximo de  $200 \text{ m}^3/\text{s}$  y el nivel de marea es el máximo e igual a  $+2.0 \text{ msnm}$ ; para esta condición la velocidad máxima del flujo en el cauce principal es  $0.28 \text{ m/s}$ .



**FIGURA 19.-** Perfil Hidráulico para  $Q_{\text{máx}} = 200 \text{ m}^3/\text{s}$  y Nivel Marea = -2.0 msnm



**FIGURA 20.-** Perfil Hidráulico para  $Q_{\text{máx}} = 200 \text{ m}^3/\text{s}$  y Nivel Marea = +2.0 msnm

La erosión total en el sitio de cruce se puede evaluar usando las ecuaciones pertinentes recomendadas para este tipo de cruce y las características hidráulicas definidas a través del procedimiento descrito. El método a ser aplicado en el presente estudio es aquel que considera que el ancho libre del río no contrae significativamente el flujo y consiste en seguir los pasos siguientes:

1. Determinar el área neta de la vía de agua en el sitio de cruce en función de la elevación, restándole al área total aquella longitud resultante del ancho de las pilas.
2. Determinar el volumen del prisma de marea en función de la elevación. El prisma de marea es el volumen de agua entre los niveles altos y bajos de la marea
3. Determinar la elevación de la marea para un periodo de retorno de 100 años. La cuña y la máxima marea puede ser aproximada por el seno o el coseno de la curva. El seno de la curva se inicia al nivel medio del agua y el coseno de la curva se inicia al nivel máximo de la marea. La ecuación de la cuña salina que se inicia en la máxima elevación es la siguiente:  
 $Y = A \text{ Cos } \theta + Z$ , donde,  $Y$ , es la amplitud de la Marea sobre el nivel medio del mar en metros,  $A$ , máxima amplitud de la marea sobre el nivel medio del mar en metros,  $\theta$ , ángulo del ciclo de marea, que es de  $360^\circ$ ,  $\theta = 360 (t/T)$ , donde  $t$ , tiempo del ciclo total de la marea en minutos,  $T$ , tiempo total de un ciclo completo de marea en minutos,  $Z$ , nivel vertical de referencia en metros.

El Rango de la marea (Diferencia en elevación entre niveles altos y bajos de marea) es igual a dos veces la amplitud. La mitad del periodo total es igual al tiempo entre el nivel alto y bajo de la marea.

4. Determinar la descarga, velocidades y profundidad. Se ha establecido que la descarga máxima para una marea ideal en un estuario puede ser aproximada por la siguiente ecuación:  $Q_{\max} = (3.14 * VOL / T)$ , donde  $Q_{\max}$ , descarga máxima del ciclo de la marea en  $m^3/s$ ,  $VOL$ , es el volumen de agua del prisma de marea entre los niveles altos y bajos de la marea en  $m^3$ ,  $T$ , periodos sucesivos entre los picos de la marea o entre los niveles bajos de la marea en segundos.
5. La correspondiente velocidad máxima en la vía de agua es dada por la siguiente expresión:  $V_{\max} = (Q_{\max} / A_c)$ , donde,  $V_{\max}$ , es la velocidad media en la sección transversal, en correspondencia con  $Q_{\max}$  en  $m^3/s$ ,  $A_s$  es el área de la sección transversal a la elevación media de la marea, la mitad entre la pleamar y la bajamar, en  $m^2$ .
6. El siguiente paso será evaluar la erosión en el sitio de cruce usando los valores de descarga, velocidad y profundidad en función de aplicar las ecuaciones pertinentes.

Aplicando el prisma de marea que se extiende a lo largo de 5 km. y cuyo volumen de evaluó en alrededor de 2 millones de metros cúbicos, se estableció una descarga de **180  $m^3/s$** , la que se acerca mucho al valor encontrado a través de la aplicación del HEC RAS 4.1.0, de **200  $m^3/s$** .

## EVALUACIÓN DE LOS PROCESOS DE EROSIÓN

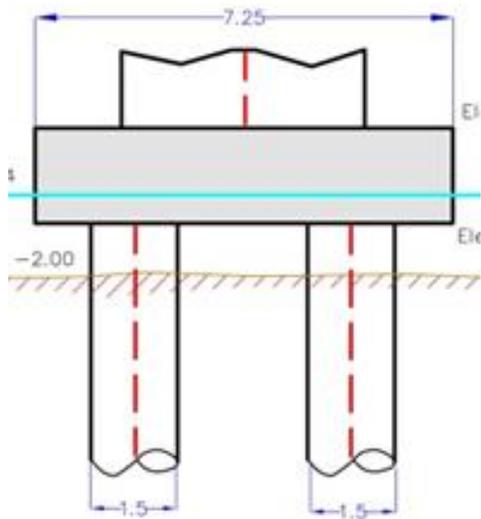
El cálculo de la socavación en el sitio de cruce se basó en una **descarga para un Tr de 100 años: 200  $m^3/s$  y Diámetro medio,  $d_{50} = 0.15$  mm**. De igual manera, se consideraron dos escenarios en relación con el nivel de agua en el sitio de cruce al momento de producirse la descarga mencionada:

**Escenario No. 1.** Este escenario ocurre cuando la pila propiamente dicha, la zapata y los pilotes quedan expuestos a la acción del flujo. Bajo esta condición pueden presentarse dos situaciones hidráulicas:

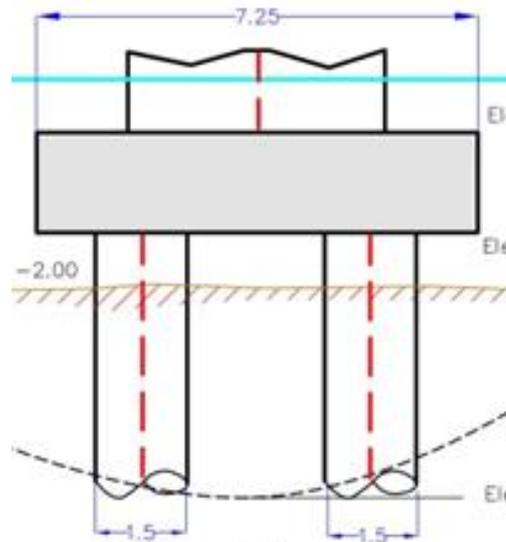
- a) **al presentarse el caudal máximo, la elevación de la marea sea la mínima = -2.0 msnm;**  
La Figura 21 muestra la condición extrema en que se encuentra la pila tipo. La zapata se ubicada entre la cotas +1.0 y -1.0 msnm y el fondo del cauce en cota -2.0 msnm. Nivel Marea = -2.0 msnm
- b) **para el caudal máximo el nivel de marea sea el máximo igual a +2.0 msnm.**  
La Figura 22 muestra la condición extrema en que se encuentra la pila tipo. La zapata se ubicada entre la cotas +1.0 y -1.0 msnm y el fondo del cauce en cota -2.0 msnm. Nivel Marea = +2.0 msnm

**Escenario No. 2.** Este escenario se presenta cuando solamente la pila propiamente dicha queda expuesta a la acción del flujo. Así mismo, bajo esta condición pueden presentarse dos situaciones hidráulicas:

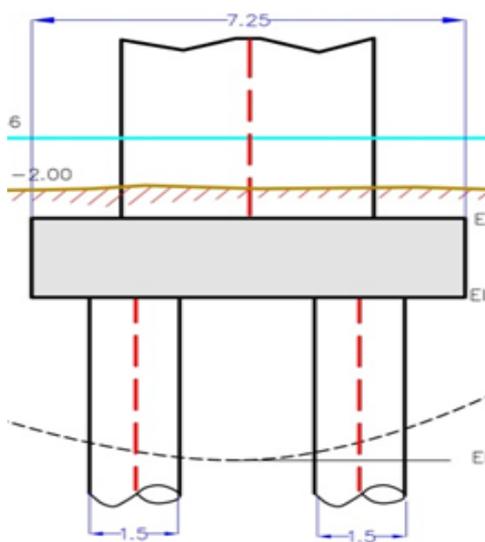
- a) **al presentarse el caudal máximo, la elevación de la marea sea la mínima = -2.0 msnm;**  
La Figura 23 muestra la condición extrema en que se encuentra la pila tipo. La zapata se ubicada por abajo del fondo del cauce. Nivel Marea = -2.0 msnm
- b) **para el mismo caudal máximo el nivel de marea sea el máximo igual a +2.0 msnm.**  
La Figura 24 muestra la condición extrema en que se encuentra la pila tipo. La zapata se ubicada por abajo del fondo del cauce. Nivel Marea = +2.0 msnm



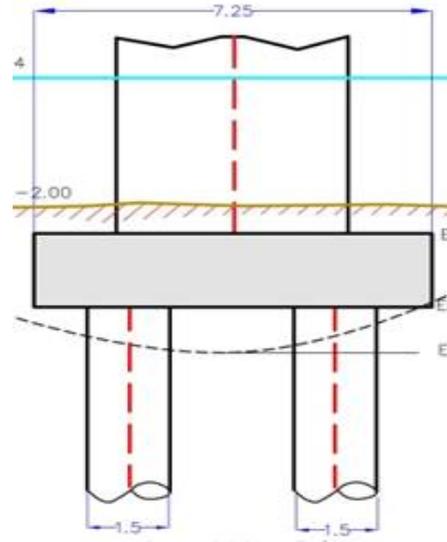
**Figura 21.-** Zapata y pilotes expuestos al flujo de agua. Nivel de Marea = -2.0 msnm



**Figura 22.-** Pila, zapata y pilotes expuestos al flujo de agua. Nivel de Marea = +2.0 msnm



**Figura 23.-** Zapata y pilotes no expuestos al flujo de agua. Nivel de Marea = -2.0 msnm



**Figura 24.-** Zapata y pilotes no expuestos al flujo de agua. Nivel de Marea = +2.0 msnm

## RESULTADOS

En el cuadro a continuación se muestran los resultados del cálculo de la profundidad de socavación ( $y_s$ ), obtenidos para cada uno de los casos antes indicados:

**Tabla 1.-** Resultados profundidad de socavación ( $y_s$ )

| ESCENARIO No.1 _ PILA, ZAPATA Y PILOTES EXPUESTOS AL FLUJO DE AGUA |                    |                      |                       |                 | Elevación Socavación (msnm) |
|--|--------------------|----------------------|-----------------------|-----------------|-----------------------------|
| CASOS  | $y_s$ por pila (m) | $y_s$ por zapata (m) | $y_s$ por pilotes (m) | $y_s$ total (m) |                             |
| Caso a)  | 0.00               | 1.737                | 8.625                 | 10.362          | -12.36                      |
| Caso b)  | 0.512              | 1.498                | 2.138                 | 4.15            | -6.15                       |
| ESCENARIO No.2 _ SOLO LA PILA EXPUESTA AL FLUJO DE AGUA            |                    |                      |                       |                 |                             |
| Caso a)  | 6.731              | 0.00                 | 0.00                  | 0.00            | -8.73                       |
| Caso b)  | 3.543              | 0.00                 | 0.00                  | 0.00            | -3.54                       |

En la bibliografía relacionada con los procesos erosivos que ocurren particularmente alrededor de las pilas de un puente, encontraremos muchas formulaciones desarrolladas bajo diferentes condiciones de flujo y de transporte de sedimentos, solo para citar dos grupos de variables, con muy poca o ninguna aplicación de campo, particularidades que deben ser consideradas al momento de su aplicación en un caso práctico; por lo que, será necesario conocer siempre, no solamente la génesis del método y sus probables limitaciones, sino también, hacer uso de la experiencia y del buen juicio de ingeniería cuando estemos abocados al cálculo de los procesos erosivos en el sitio de cruce de un puente.

El procedimiento de cálculo para evaluar la erosión local se lo realizó utilizando la metodología explicada en HEC 18 (REF. 2), basada en la ecuación de CSU (Colorado State University), la cual fue desarrollada bajo un continuo arrastre de sedimentos y por lo tanto considera de manera implícita la erosión general, presente de manera natural en los sitios de cruce.

La mencionada ecuación, ha sido comparada de manera satisfactoria con mediciones de campo y ha sido utilizada y recomendada en la Costa Ecuatoriana, donde fue probada en un proceso erosivo ocurrido en el Puente Río Verde, respaldado con la realización de un modelo físico, (REF. 3).

De acuerdo a los resultados obtenidos, el modelo físico así como la aplicación de la ecuación de CSU, fueron los que mejor reflejaron los procesos erosivos en el sitio de cruce del puente río Verde, lo que indudablemente constituyó un logro importante a efectos de minimizar las incertidumbres derivadas de su aplicación, en la zona del presente estudio.

En este sentido, y considerando la naturaleza de la ecuación, se sugirió el uso de la ecuación de CSU, considerada en HEC 18, como la más aplicable en gran parte de la Costa del Ecuador, sobretodo, aquella que geológicamente se encuentra sobre la formación tablazo. La recomendación anotada se sustenta adicionalmente en los fundamentos teóricos que dieron lugar a dicha formulación, al considerar los aspectos más importantes que inciden dentro de los procesos de erosión alrededor de pilas de puentes.

Además, los escenarios considerados en la evaluación de los procesos erosivos, tenían como objetivo fundamental dotar al promotor de la obra de los elementos necesarios para tomar la mejor decisión en relación con el tipo de cimentación del puente y con la necesidad de tomar medidas de estabilización en el sitio de cruce, dadas las inestabilidades propias que ocurren en la Boca de un Estuario que se agrava con el incremento acelerado, en épocas de avenidas, de la producción de sedimento, debido a la despiadada deforestación de la cuenca hidrográfica.

## REFERENCIAS

**García H. M. Edit, (2008)**, Sedimentation Engineering, ASCE Manual and Report on Engineering Practice No.110.

**U. S. Department of Transportation** (2001), Federal Highway Administration, HEC 18, Publication No. FHWA NHI 01-001.

**Rivero J., Ibarra C.,** (2004), Modelo físico de fondo móvil del puente sobre el Río Verde, XXI Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Sao Pedro, Sao Pablo – Brasil.

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

**ESTUDIO DE PROTECCIÓN DE LA VÍA COSTERA SAN JACINTO –  
BAHÍA DE CARÁQUEZ**

*Ing. Ms. Jacinto Rivero Solórzano e Ing. MI José Solís Cabezas*

Guayaquil – Ecuador

*jacintoriverosolorzano@gmail.com, jsoliscabezas@gmail.com*

**RESUMEN**

Se ha realizado un estudio de protección por ataque de las olas, en la zona costera del Ecuador, de la vía San Jacinto – Bahía de Caráquez, a efectos de asegurar la estabilidad del terraplén, lo cual representó un desafío interesante para la vía que se planificó diseñar y construir, al tener características ambientales únicas al cruzar estuarios, playas, dunas, y, gran parte de su longitud está en contacto con el mar durante la pleamar en donde la amplitud de la marea es superior a los 3 metros y la altura de las olas es mayor a 1.5 metros.

Para el efecto, se consideraron metodologías que contemplan las aceleraciones y velocidades oscilatorias que se producen por el efecto de las olas, para lo cual se requirió del análisis de los niveles máximos de las mareas y de la magnitud de las olas, principalmente.

En tal sentido, fue necesario establecer diferentes tipos de protección dependiendo de la altura del terraplén y de la altura de la marea en contacto con el mismo, entre otros aspectos, dando lugar al establecimiento de 4 tipos de protecciones a lo largo del tramo de vía.

**ABSTRACT:**

There has been done a study of protection by attack of the waves, in the coastal area of the Ecuador, reach San Jacinto - Bahía de Caráquez road, in order to ensure the stability of the embankment, which represented an interesting challenge for the route that is planned to be designed and built, which has unique environmental features because across estuaries, beaches, dunes, and much of its length is in contact with the sea during high tide, where the amplitude of the tide is higher than 3 meters and height of the waves is greater than 1.5 meters.

In that sense, were considered methodologies which take account accelerations and oscillatory speed produced by the effect of waves, which requires, for the analysis, the maximum levels of the tides and the magnitude of the waves, mainly.

In this regard, it was necessary to establish different types of protection depending on the height of the embankment and the height of the tide in contact with it, among other things, giving rise to the establishment of 4 types of protections along the reach of the road.

**PALABRAS CLAVES: Mareas, Protección**

## INTRODUCCIÓN

La Vía San Jacinto – Bahía de Caráquez, figura 1, forma parte de la Ruta del Espondilos, de 25 km. de longitud y, en virtud del trazado propuesto, gran parte de la misma estará influenciada por la marea y por lo tanto en contacto directo con el mar, por lo que será necesaria la consideración de este aspecto para diseñar estructuras especiales de protección tendientes a garantizar la estabilidad de la vía.

En estudio actual se refiere exclusivamente en los problemas asociados por la acción de las olas, en aquellos tramos que se vean influenciados por los mencionados efectos.

La zona costera del Ecuador y particularmente el tramo entre Manta – Bahía de Caráquez, presentan un desafío interesante para la vía que se planifica diseñar y construir, al tener características ambientales únicas al cruzar estuarios, playas, dunas, etc., y gran parte de su longitud bordea el pie de playa, en donde la amplitud de la marea es superior a los tres metros y la altura de las olas es mayor a 1.5 metros.

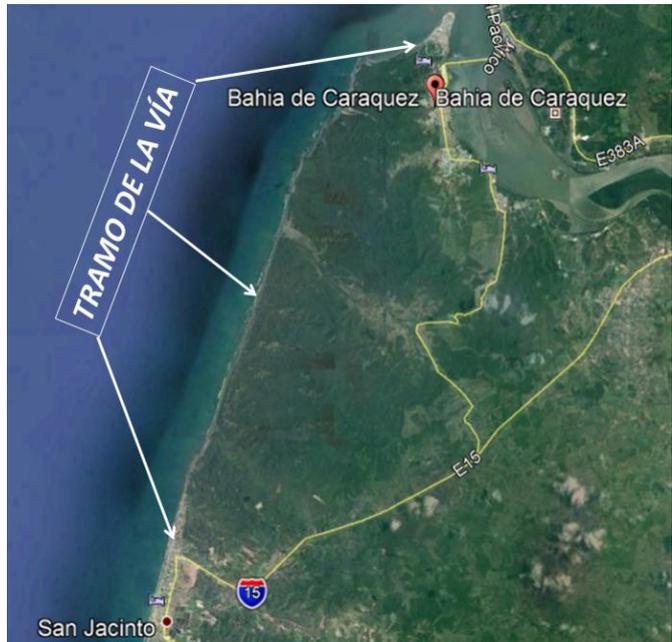


Figura 1.- Tramo de la Vía Manta - Bahía

Es indudable que el diseño de la vía requiere de la necesidad de establecer protecciones con enrocado que le darán seguridad al terraplén y eventualmente a los sitios de cruce con puentes, razón por la cual, el presente informe será enfocado exclusivamente a analizar los pormenores involucrados alrededor de las protecciones de la vía por el ataque de las olas. Para el efecto, se considerarán metodologías que contemplen las aceleraciones y velocidades oscilatorias que se producen por el efecto de las olas, para lo cual se requerirá del análisis de los niveles máximos de las mareas y de la magnitud de las olas, principalmente.

## MARCO TEÓRICO

Una ola es un movimiento oscilatorio sobre y cerca de la superficie de un depósito de agua. El sistema más sencillo de olas es un grupo ilimitado de crestas y bateas paralelas moviéndose en dirección normal a la playa. El movimiento afecta las partículas hasta una profundidad considerable. La figura 2, muestra un esquema de una ola de longitud  $L$  (Medido de Cresta a Cresta) y altura  $H$  avanzando de izquierda a derecha, cuyo avance es expresado por la velocidad o celeridad  $C$  y el período  $T$ , donde  $L = C * T$

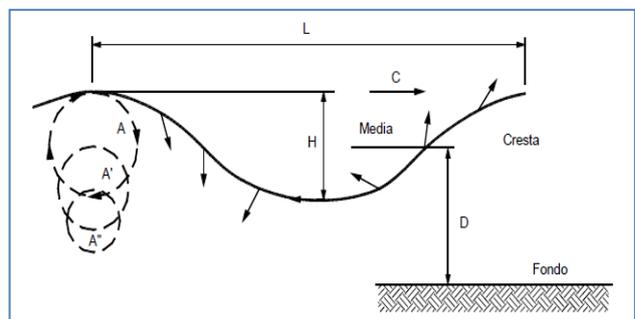


Figura 2.- Esquema de una Ola

La ola avanza libremente hacia la orilla hasta que  $D$  es menos de  $\frac{1}{2} L$ , o sea cuando la ola entra en contacto con el suelo del fondo. Esta interferencia retarda el pie de la ola, mientras la cabeza trata de avanzar estrechándose la ola hasta que se rompe. Si el fondo es de pendiente fuerte la ola rompe cerca a la orilla pero si es suave rompe lejos y al romperse se forman olas más pequeñas que buscan un nuevo sitio de rotura.

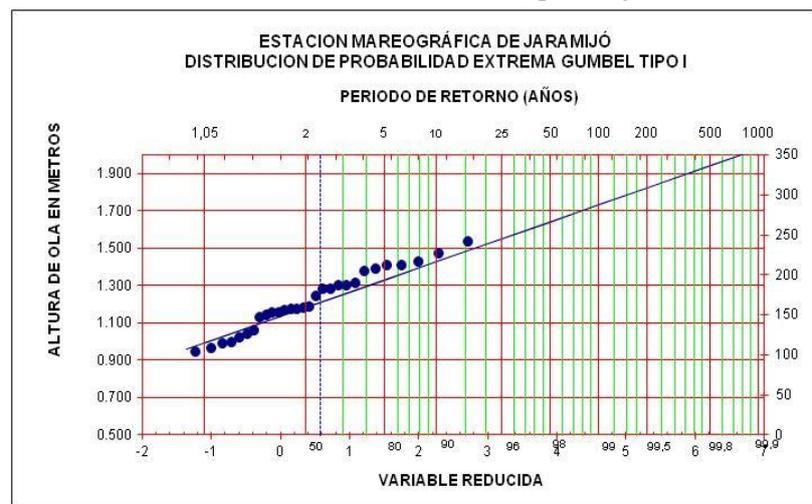
## CARACTERÍSTICAS OCEANOGRÁFICAS

En razón de lo expuesto, es necesario conocer las características oceanográficas que prevalecen, entre otros aspectos, para acometer con seguridad las obras de infraestructura a lo largo del perfil costero relacionadas con la Vía comprendida entre las poblaciones mencionadas.

El Instituto Oceanográfico de la Armada, INOCAR, realiza en el País estudios periódicos en la costa ecuatoriana relacionados con el conocimiento de las condiciones del oleaje en cuanto a su magnitud y dirección, basados en información registrada que se encuentra debidamente documentada, en la mayoría de los casos, en valores obtenidos con sensores de presión instalados a profundidades entre 10 y 20 metros. De igual manera, los datos de corrientes han sido mediante flotadores colocados en el mar debidamente posicionado.

La zona costera entre Manta y Bahía de Caráquez es muy dinámica, donde las olas entran directamente con mucha energía desde el Océano con dirección noroeste, por cuya razón existe un gran arrastre de sedimento, existiendo zonas vulnerables a los procesos erosivos y a los de agradación.

Las olas en la zona han alcanzado una altura máxima de 1.5 metros. Con la información proporcionada por la Estación Mareográfica de Jaramijó, se elaboraron las Curvas de Probabilidades y de Frecuencia de la Altura de Ola, figura 3.



F

Figura 3.- Curva de Frecuencia de la altura de ola

De los estudios del INOCAR, se obtiene una velocidad máxima de corriente de 0.26 m/s en flujo y 0.20 m/s durante el reflujó, con velocidades promedio de 0.19 m/s en flujo y 0.10 m/s en reflujó, con una tendencia general entre el noreste y el sureste durante el flujo y del noroeste hasta el sureste, en el sentido de las manecillas del reloj, en el reflujó, Figura 4.

Además se tiene información de corrientes a una profundidad de 20 metros, obtenida de una serie de tres años, con magnitudes máximas de 0.35 m/s y 0.37 m/s durante el flujo y reflujó respectivamente.

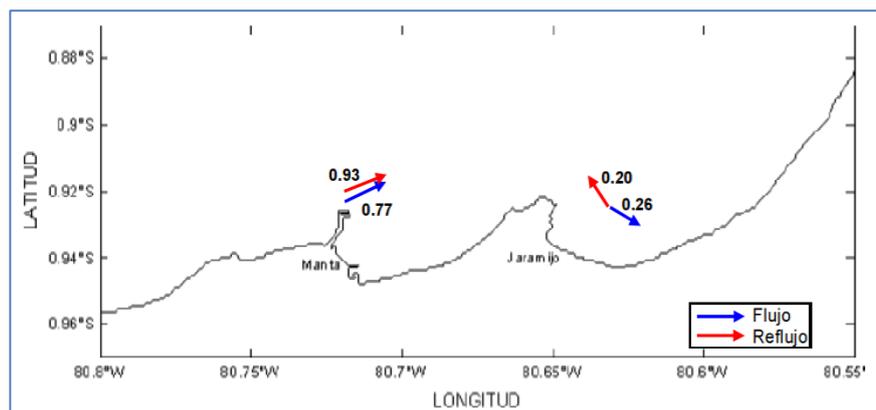


Figura 4.- Circulación súper y sub Superficial

Por otro lado, en sobrevuelo realizado al tramo de la vía, se pudo apreciar que las olas entran de manera perpendicular a la línea de costa y que las mismas se disipan al final de la playa, dada la pendiente relativamente grande de la misma a lo largo de casi toda su longitud, tal como se aprecia en las Figuras 5 y 6.



**Figura 5.-** Tramo Crucita – La Boca



**Figura 6.-** Tramo La Boca - San Jacinto

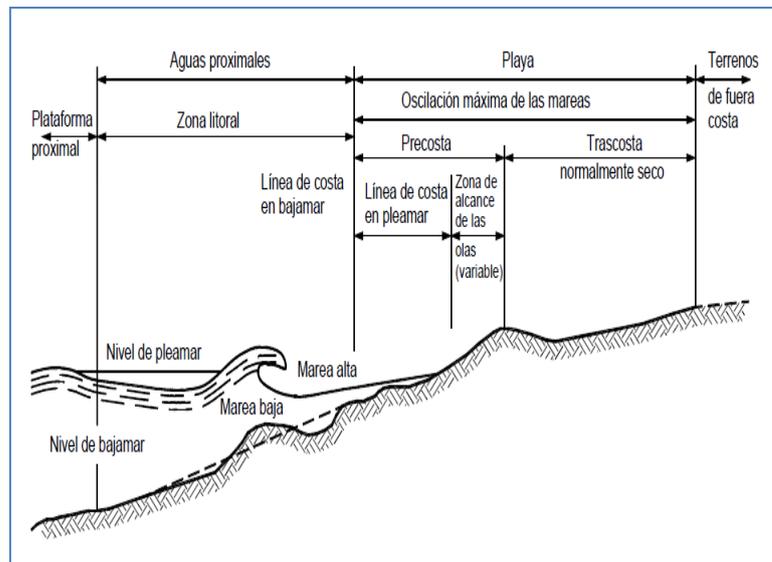
## EROSIÓN POR OLEAJE Y EFECTO DE LAS OLAS

Cuando las olas se acercan a la playa y llegan a zonas de aguas bajas, la parte inferior de la ola tropieza con la superficie del fondo del mar, lo cual hace que la ola pierda velocidad y se frene, rompiéndose en forma rápida generando una gran turbulencia, Figura 7.

En este proceso diferentes partes de la ola tropiezan con el fondo a diferentes tiempos, frenando el movimiento y cambiando la dirección. La ola se tuerce o refracta en forma aproximadamente paralela a la playa.

El material erosionado parcialmente, se mueve en la dirección de la pendiente, acumulándose en las partes más bajas de la playa por debajo del nivel de agua para ser nuevamente erosionada por la ola siguiente.

Cuando sobre la playa hay una estructura, la turbulencia es mayor y se puede generar una mayor erosión junto a la cara de la estructura hacia el lado del mar.



**FIGURA 7.-** Características principales de la sección de una playa

Las estructuras naturales o artificiales debilitan el ataque en proporción al número de veces que las olas rompen y se modifican. El ataque es también una función de la dirección. Si el frente de la ola no es paralelo a la playa, el rompimiento se inicia antes, en una parte de la ola y se retarda en otra. El frente de la ola es refractado y se reduce su oblicuidad.

El movimiento de la ola termina cuando la energía cinética ha sido disipada o convertida en energía potencial a lo largo de la playa, después el agua baja por gravedad, formando una reflexión.

Las partículas de arena son erosionadas y transportadas a otro sitio de la playa en un proceso conocido como transporte litoral de partículas, y se efectúa, principalmente, siguiendo dos procesos:

- La ola ascendente transporta sedimentos sobre la playa en dirección diagonal de acuerdo a la dirección de la ola. Los granos de sedimentos después de ascender descienden por la línea de mayor pendiente. Este movimiento en forma de dientes de sierra, hace que los granos vayan moviéndose a lo largo de la orilla.
- Debido al rompimiento de la ola los sedimentos en la zona rompiente se mueven también lateralmente por acción de una corriente longitudinal que se produce a todo lo largo de la playa.

La cuantificación del transporte litoral puede hacerse por medición directa mediante un espigón de prueba o mediante trazadores fluorescentes. La orientación de los frentes de olas no es constante. Los cambios de dirección en ocasiones pueden variar el sentido de la deriva litoral. Las olas no necesitan que sean altas para que sean erosivas

Los procesos erosivos que ocurren en las playas son una función del perfil de la misma y de la altura y periodo de las olas. Cuando la playa es de gran pendiente, el golpe de la ola será más cerca de la orilla, Figura 8, y a menor pendiente de la playa, la ola se disipa más rápidamente antes de alcanzar la orilla, Figura 9. La erosión se produce por dos factores: a) Por acción de las olas, Figura 10 y, b) por movimientos de partículas de manera semi paralela a la playa, Figura 11.



**Figura 8.-** Boca del Río Portoviejo



**Figura 9.-** Playa de Bahía de Caráquez



**Figura 10.-** Erosión por acción de las Olas



**Figura 11.-** Erosión por movimiento de partículas

El material erosionado parcialmente, se mueve en la dirección de la pendiente, acumulándose en las partes más bajas de la playa por debajo del nivel de agua para ser nuevamente erosionada por la ola siguiente. Cuando sobre la playa hay una estructura, la turbulencia es mayor y se puede generar una mayor erosión junto a la cara de la estructura hacia el lado del mar.

Dichas estructuras de manera casi usual son colocadas de forma artesanal, tal como se aprecia en las Figuras 12 y 13.



**Figura 12.-** Protección de una zona de playa



**Figura 13.-** Protección de una zona de farallón

De igual manera, los farallones son taludes de alta pendiente o riscos en el borde del mar y están expuestos a la erosión, tanto del oleaje como de las corrientes que fluyen hacia el mar. Se destacan diferentes causas de erosión, resaltando aquella que se produce al pie de aquellos por la acción de las olas, produciendo un desplazamiento de la superficie del mismo o borde del mar hacia la tierra, el cual puede ser de varios metros al año. Un caso típico de erosión de un farallón se produce a la altura de la población de Jaramijó, tal como se presenta en la Figura 14.



**Figura 14.-** Erosión de Farallón en Jaramijó

## NIVEL DEL AGUA DE MAR

Para el diseño de estructuras eficientes para la estabilización de las playas, se requiere determinar los posibles niveles de agua del mar en el sitio del proyecto, los cuales permiten determinar dónde van a actuar las fuerzas de las olas sobre las estructuras. En niveles de marea alta las olas atacan la parte de la estructura más cercana a la tierra y en marea baja atacan la parte de la estructura más dentro del mar y generalmente hay un determinado nivel de agua, al cual la estructura está sometida a mayor acción de las olas, Figura 15. La estabilidad de una estructura depende del nivel al cual rompan las olas en un determinado momento, y el nivel donde rompen las olas depende de la altura y periodo de la ola, de la profundidad del agua y de la pendiente del terreno, Figura 16.



**Figura 15.-** Acción del oleaje en Crucita



**Figura 16.-** Protección existente en Crucita

Para el diseño estructural generalmente se requiere la altura máxima de ola para períodos de retorno de 50 o 100 años. En el presente estudio, se ha usado una altura de ola de un periodo de recurrencia de 100 años. Con la información de los niveles máximos anuales de pleamar registrados en Manta, se realizó un análisis de frecuencia, Figura 17, donde se observa que para un periodo de retorno de 100 años se tiene un nivel máximo de 1.97 m.s.n.m.

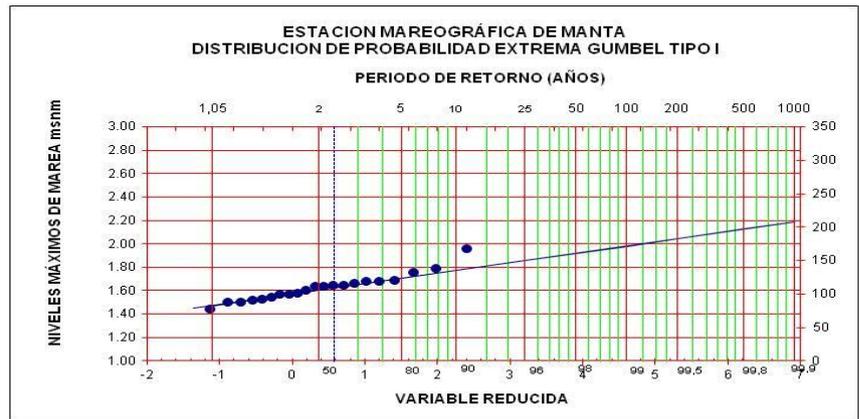


Figura 17.- Curva de Frecuencia e los niveles máximos de marea

## DISEÑO DE LA PROTECCIÓN CON ENROCADOS

El estudio tiene relación con protecciones a lo largo de la Vía, en cuyo contexto, se presentarán algunas situaciones que requieran de soluciones distintas en lo que tiene que ver con el tipo de protección a definir, entre las que se destacan, por ejemplo, el tramo de Vía trazada a lo largo de las dunas de arena, el tramo de vía que por situaciones especiales de trazado, estará expuesta al embate continuo de las olas durante la pleamar, aunque con diferentes alturas de protección, y la protección puntual en los sitios de cruce de puentes.

La dirección principal de la ola va a determinar la orientación de la orilla de la playa. La orilla trata de orientarse en forma paralela a las olas. Cuando la dirección de las olas cambia, la orilla trata de cambiar si las condiciones de cambio de dirección de la ola persisten.

Un esquema sobre la caracterización de las olas a ser usada en una protección de escolleras, se presenta en la Figura 18.

Varios tipos de estructura se pueden construir paralelos a la orilla sobre la playa existente. La protección utilizando enrocados es tal vez la más antigua. Los enrocados son bloques de roca de gran tamaño, los cuales se colocan sobre mantos de geotextil cubriendo el área de orilla que se requiere proteger.

El tamaño y calidad de la roca utilizada, el espesor del manto de enrocado y la pendiente son los factores a determinar en el diseño. Un ejemplo típico de una protección con enrocado se esquematiza en la Figura 19.

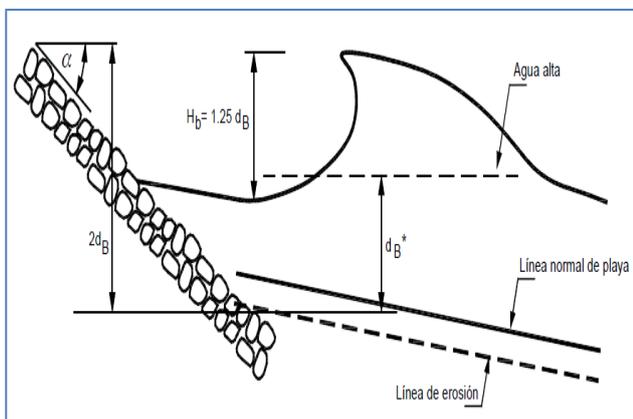


Figura 18.- Caracterización de una Ola

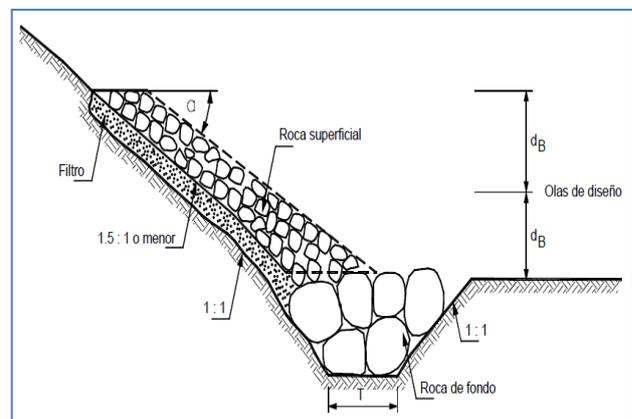


Figura 19.- Diseño Típico de Protección

## PESO Y GRADACIÓN DEL MATERIAL

Para calcular el peso de los elementos se emplearon alguna de las siguientes expresiones:

|  |   |
|--|---|
| <b>(1) Fórmula General de Irribarren</b>               | $P = \frac{0.43 H_d^3 \gamma_s}{(2.38 \cos \alpha - \operatorname{sen} \alpha) \left( \frac{\gamma_s - 1}{\gamma_w} \right)^3}$ |
| <b>(2) Fórmula de Irribarren modificada por Hudson</b> | $P = \frac{H_d^3 \gamma_s}{K_d \left( \frac{\gamma_s - 1}{\gamma_w} \right)^3 \cot \alpha}$                                     |
| <b>(3) Formula del U.S. Army Corps of Engineers</b>    | $W = \frac{W_r H^3}{K_0 (S_r - 1)^3 \cot \theta}$   |

Donde P, es el peso de los elementos en Ton., Hd, altura de la ola de diseño, S, peso unitario de los elementos, W, peso unitario del agua,  $\alpha$ , ángulo entre la horizontal y el talud en grados, Kd, factor de forma del elemento y de su ubicación con respecto a la ola, Wr, peso unitario de la piedra, H, altura de diseño de la ola, K0, coeficiente de estabilidad, Sr, gravedad específica de la piedra, Ww, peso unitario del agua del mar,  $\theta$ , Angulo de pendiente de la estructura en grados.

Para el presente estudio, tomando en consideración la génesis del método planteado por U. S. Army Corps of Engineers (USACE) y una protección en base a una roca con aristas vivas, se establece, por el propio USACE, 2002, una roca con una gradación en peso con la siguiente variación:

$$0.125 W_{50} < W < 4W_{50} \quad (4)$$

## ALTURA DE LA PROTECCIÓN

En líneas precedentes y en base a la información de altura de olas registradas en Jaramijó, se estableció una altura de ola de 1.72 metros para un periodo de recurrencia de 100 años. Independientemente de dicho análisis, se evaluó la altura de la protección estableciéndose de antemano que el terraplén pudiera estar sometido de manera esporádica a un moderado “overtopping” o salpicado por parte de la ola.

El U.S. Army Corps of Engineers es muy sensible a la altura de la ola, y considera que la altura de la protección es función de la altura máxima de la ola, Hb, o la media de las más altas mareas que sobrepasen en un 10 % o 5 %, cualquiera que sea mayor. Esta recomendación está basada en interpretar los fundamentos básicos de la formulación y de información de laboratorio.

Por otro lado, los revestimientos de costas están generalmente localizados donde el nivel de la marea es relativamente pequeño y se recomienda la siguiente expresión,  $H_b = 0.8 * d_s$ , donde, Hb es la altura máxima de la ola y ds, la profundidad al pie de la protección.

La altura de la ola, figura 20, que puede exceder o alcanzar la altura de la vía durante el 2 % del tiempo, Ru, puede ser estimado a partir de la siguiente expresión:

$$(R_{u2\%}/H_s) = 1.6 * r \zeta_{op} \quad (5)$$

Con un máximo de 3.2 r

Donde:

$R_{u2\%}$  = Altura excedida en un 2%

$H_s$  = Altura de la ola al pie de la protección

r = Coeficiente de rugosidad

(r = 0.55 para revestimientos de piedra)

$\xi_{op}$  = Parámetro de similitud, donde:

$$\xi_{op} = \frac{\tan \theta}{\sqrt{\frac{2 \pi H_s}{g T_p^2}}} \quad (6)$$

Donde:

$\theta$  = Pendiente del talud (ver esquema figura 20)

$H_s$  = Altura de la ola al pie de la protección

$T_p$  = Periodo de la ola

g = Aceleración de la gravedad

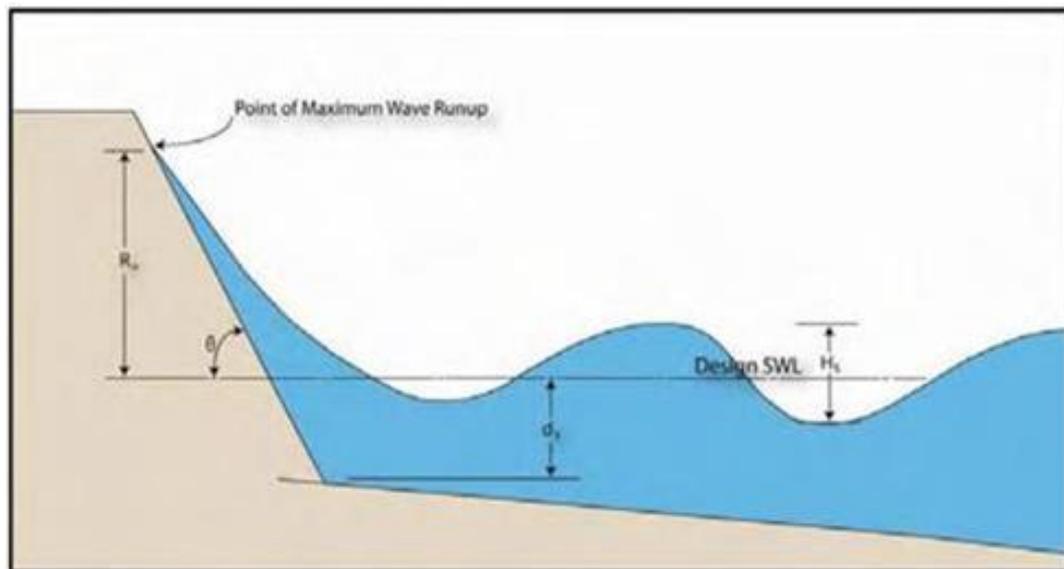


Figura 20.- Esquema sobre la Altura que Alcanza la Ola

## RESULTADOS OBTENIDOS

A partir de la aplicación de las metodologías detalladas en líneas precedentes y a efectos de tener todos los elementos de juicio para definir las necesarias protecciones que se requieren en algunos tramos de la vía Manta - Bahía de Caráquez para contrarrestar el ataque de las olas, se han considerado cuatro profundidades de agua de alta marea en contacto con el terraplén de la vía, los mismos que varían desde 1.92 a 0.5 metros.

Para cada uno de los casos analizados, se preparó una salida de resultados con las evaluaciones para cada una de las formulaciones utilizadas, acompañado por un esquema en donde aparecen los datos relevantes del cálculo, tal como se observa en la Figura 21, para el nivel máximo de marea equivalente a 1.92 m, para el cual la cota de la parte superior de la protección es de 4.68 m.s.n.m.

| U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS |             |        | IRRIBARREN |             |        | IRRIBARREN MODIFICADO POR HUDSON |             |        |
|-------------------------------|-------------|--------|------------|-------------|--------|----------------------------------|-------------|--------|
| ds=                           | 6.3'        | =1.92m | ds=        | 6.3'        | =1.92m | ds=                              | 6.3'        | =1.92m |
| Hs=                           | 5.0'        | =1.54m | Hs=        | 5.0'        | =1.54m | Hs=                              | 5.0'        | =1.54m |
| Cot(θ)=                       | 2.0         |        | Sen(θ)=    | 0.4         |        | Cot(θ)=                          | 2.0         |        |
| Kd                            | 2.2         |        | con(q)=    | 0.9         |        | Kd=                              | 1.2         |        |
| W50=                          | 1068.75661  | lb     | W50=       | 1195.866963 | lb     | W50=                             | 890.7512627 | lb     |
| W50=                          | 484.7799804 | kg     | W50=       | 542.4362831 | kg     | W50=                             | 890.7512627 | kg     |
| 0.125W=                       | 60.59749755 | kg     | 0.125W=    | 67.80453539 | kg     | 0.125W=                          | 111.3439078 | kg     |
| 4W50=                         | 1939.119922 | kg     | 4W50=      | 2169.745133 | kg     | 4W50=                            | 3563.005051 | kg     |
| γr=                           | 128         | lb/ft³ | γr=        | 128         | lb/ft³ | γr=                              | 128         | lb/ft³ |
| γr=                           | 2280        | kg/m³  | γr=        | 2280        | kg/m³  | γr=                              | 2280        | kg/m³  |
| VOLmin=                       | 0.027       | m³     | VOLmin=    | 0.030       | m³     | VOLmin=                          | 0.049       | m³     |
| VOL50=                        | 0.213       | m³     | VOL50=     | 0.238       | m³     | VOL50=                           | 0.391       | m³     |
| Volmáx                        | 0.850       | m³     | Volmáx     | 0.952       | m³     | Volmáx                           | 1.563       | m³     |
| dmin=                         | 0.37        | m      | dmin=      | 0.38        | m      | dmin=                            | 0.45        | m      |
| d50=                          | 0.74        | m      | d50=       | 0.77        | m      | d50=                             | 0.91        | m      |
| dmáx=                         | 1.18        | m      | dmáx=      | 1.22        | m      | dmáx=                            | 1.44        | m      |

#### NIVEL MÁXIMO DE LA PROTECCIÓN

|              |          |
|--------------|----------|
| ds=          | 1.92 m   |
| Hs=          | 1.54 m   |
| Ru=          | 2.70 m   |
| Nmáx enroca= | 4.67msnm |

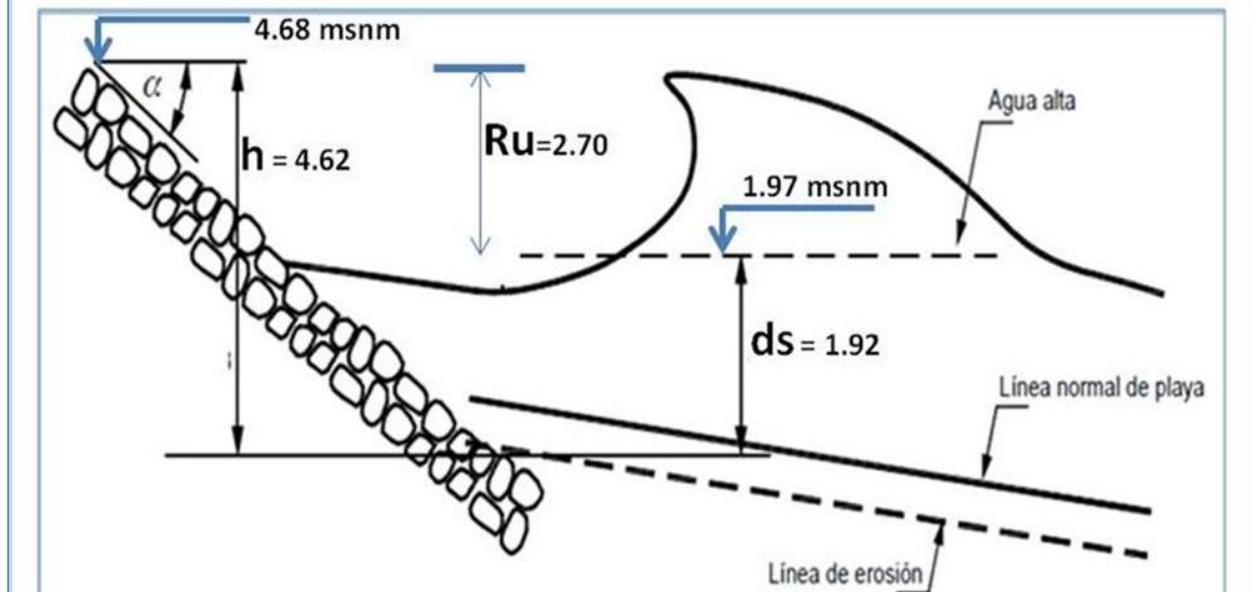


Figura 21.- Características del Enrocado para ds = 1.92 metros.

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- 1) Se recomienda usar el tamaño del enrocado en función del Método del U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, USACE, que arroja los mismos resultados que el Método de Hudson si se considera un coeficiente equivalente a una piedra angular, que es el caso del presente estudio.

El resumen de los resultados para cada uno de los tipo de enrocados considerados, se presentan en la figura 22 y la protección característica de cada grupo en correspondencia con la vía se presentan en las figuras 23, 24, 25 y 26,

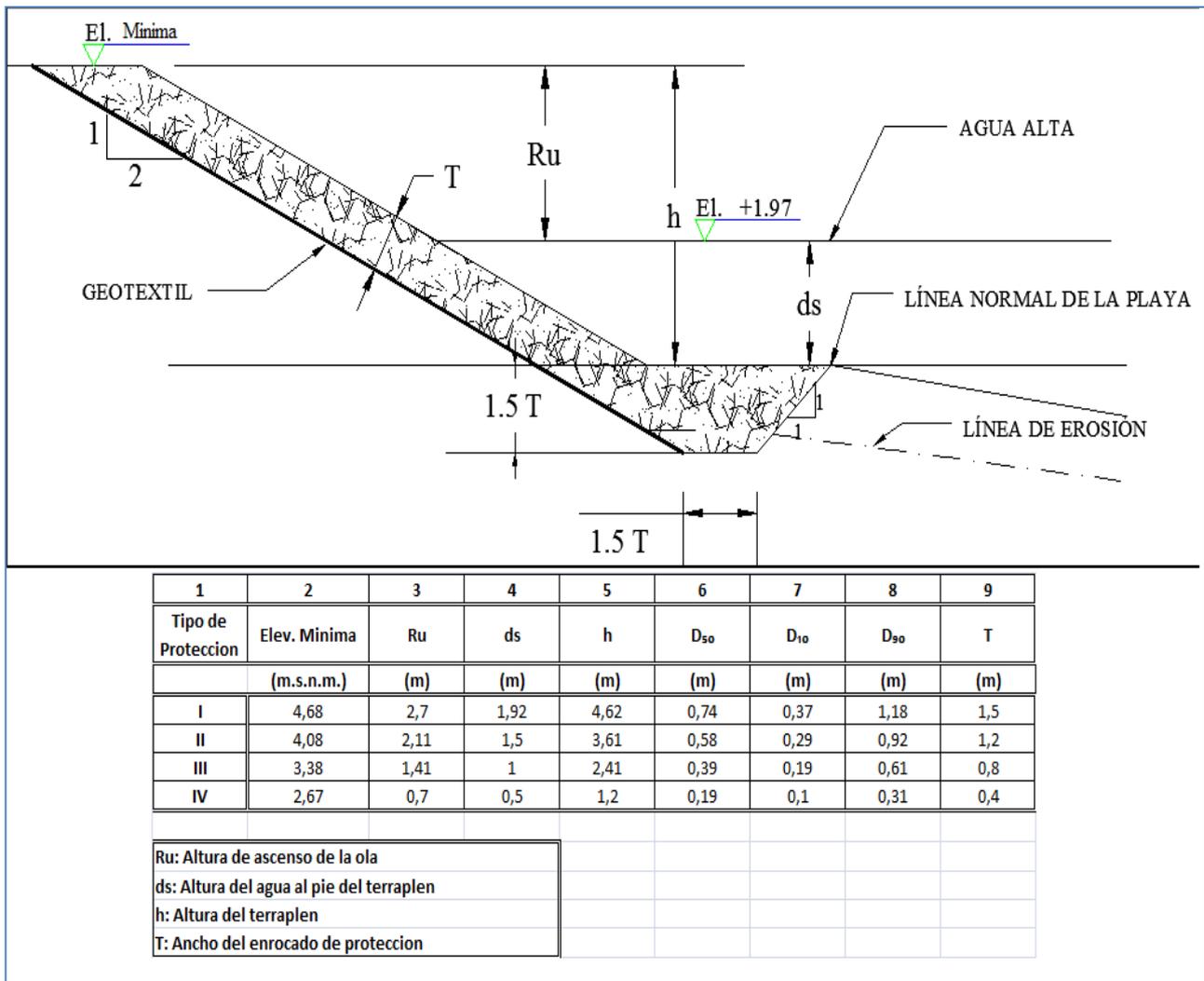


Figura 22.- Características de los Enrocados Analizados

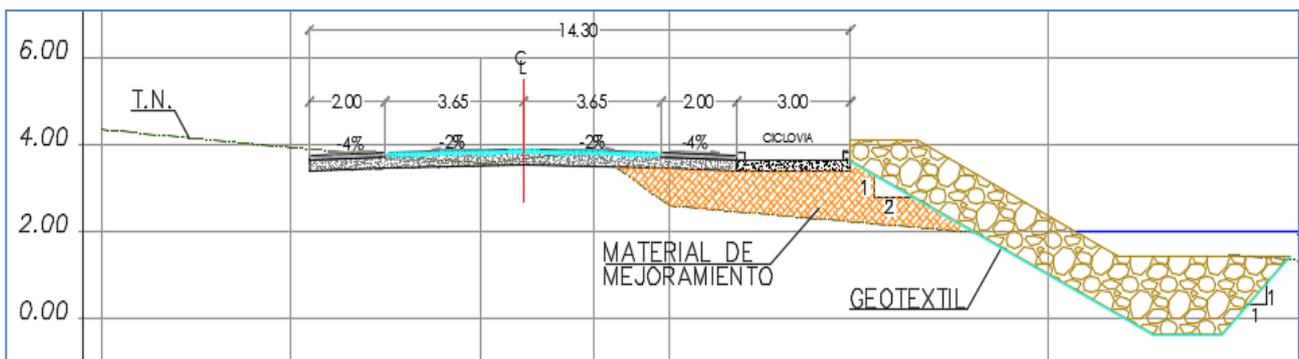


Figura 23.- Características de la Protección de un Tramo de Vía, Grupo I.

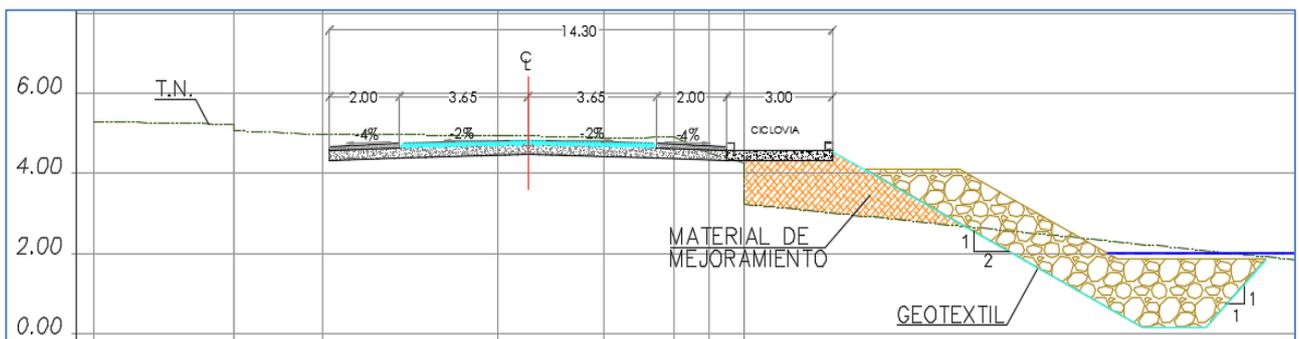
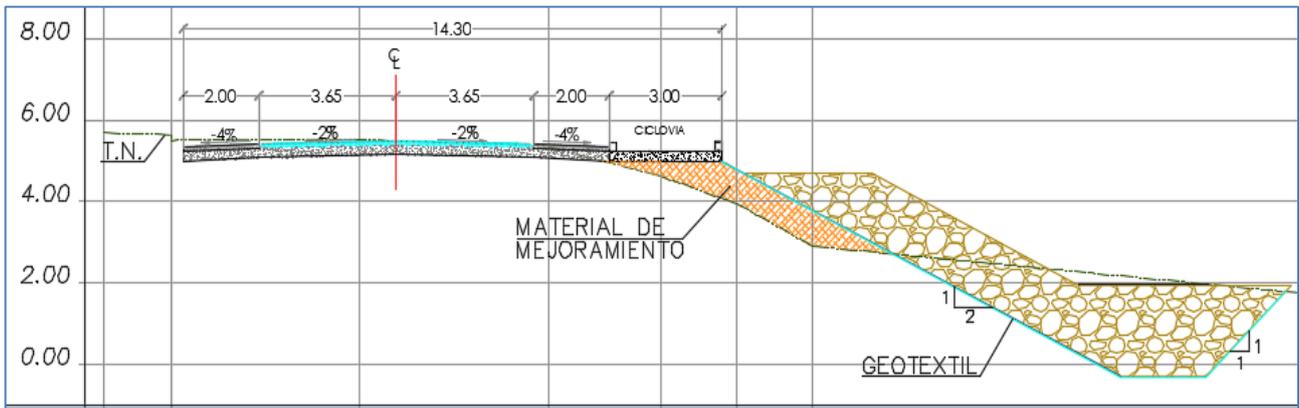
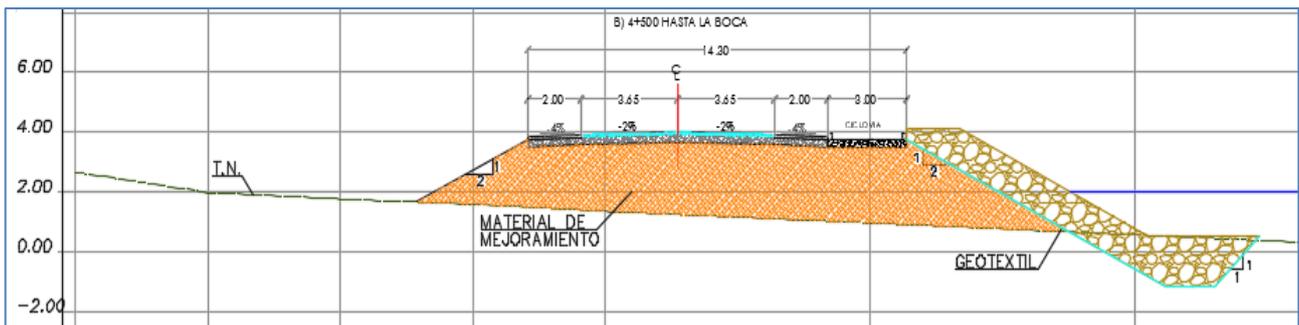


Figura 24.- Características de la Protección de un Tramo de Vía, Grupo II



**Figura 25.-** Características de la Protección de un Tramo de Vía, Grupo III



**Figura 26.-** Características de la Protección de un Tramo de Vía, Grupo IV

- 2) En base a lo anotado, el filtro de geotextil se constituye en un elemento importante en el diseño de la protección, el mismo que se coloca entre el terreno natural y el enrocado propiamente dicho. El Geotextil provee una transferencia rápida del agua a través del material mientras retiene los finos. En los últimos tiempos se recomienda tener una malla de plástico íntegramente soldada al geotextil con la finalidad de darle un refuerzo adicional que ayuda a sostener el suelo. Además, el geotextil debe ser capaz de no permitir el deslizamiento de las rocas sobre su superficie.
- 3) En ciertas ocasiones es necesario usar una capa de roca entre el geotextil y el enrocado de alrededor de un peso igual a un décimo del tamaño medio de la protección a menos que el peso de este último sea inferior a 200 libras.

## REFERENCIAS

**Suarez J.**, (2001), Control de Erosión en Zonas Tropicales, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia.

**Garcia H. M. Edit** (2008), Sedimentation Engineering, ASCE Manual and Report on Engineering Practice No.110.

**U. S. Army Corps of Engineers**, (1984), Coastal Engineering.

**Julien P.** (2002), River Mechanics, Cambridge University Press.

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

**ANÁLISIS DE CIRCULACIÓN EN ESTUARIOS**

***José Antonio González Vázquez, Erika Hernández Vivar y Marco Antonio Jacobo Villa***

*Universidad Autónoma Metropolitana-Unidad Iztapalapa. Av. San Rafael Atlixco no.186, Col. Vicentina. C.P.09340, CDMX, México. Filiación, jgonzalezv@xanum.uam.mx; vivarerika25@gmail.com; majv@xanum.uam.mx*

**RESUMEN:**

Este estudio está enfocado al análisis de circulación en un estuario, ubicado en Boca del Río Veracruz, México, para conocer el comportamiento hidrodinámico y las zonas con tendencias de acumulación de sedimento. El análisis de circulación está en función de los gastos más representativos del río Jamapa en temporada de estiaje y lluvia, abril y septiembre respectivamente, así como las condiciones de marea, temperatura y densidad; la simulación se realizó mediante modelación numérica en tres dimensiones con DELFT3D. En el análisis es posible conocer y cuantificar una circulación estacional en el estuario, como resultado directo de la variación del gasto del río Jamapa, que si bien existe es un proceso lento que no favorece la circulación para aguas residuales. Las condiciones de velocidad nula a lo largo del sistema, establecen las zonas de posible acumulación de sedimento en el río y en las lagunas. Para mitigar la degradación del sistema debido a la poca circulación, a la sedimentación y a los efectos antropogenicos, se proponen políticas de prevención y solución.

**ABSTRACT:**

This study was focused on estuary circulation analysis, for system placed on Boca del Río, Veracruz, México. The main objective was to evaluate the hydrodynamic behavior and places of sediment depositions. The circulation analysis is a function of typical discharge of Jamapa River in dry and raining seasons, April and September respectively. That calculation considers also tidal, temperature and density conditions. Numerical simulation was realized with the three dimensional software, DELFT3D. It was possible to know and quantify a circulation season in the estuary, as a direct relation of discharge variation of Jamapa River. This phenomenon is a slow process that does not allow circulation of wastewater. The zero velocity conditions in all system suggest possible places of sediment accumulation into the river and lagoons. To mitigate the degradation of the system due to low circulation, sedimentation and anthropogenic effects, prevention and solution rules are proposed.

**PALABRAS CLAVES:** Estuario, DELFT3D, hidrodinámica, Boca del río; Marea; Salinidad

## INTRODUCCIÓN

Un estuario es un sistema que es afectado de forma directa por las condiciones de descarga del Río y por las condiciones de marea del mar. Estos dos elementos en conjunto con la batimetría, la orientación del sistema lagunar con respecto a la dirección de descarga del río, así como la temperatura determinan las condiciones de circulación hidrodinámica del sistema, intrusión salina y la variación de la temperatura dentro del sistema. Los estuarios son sistemas esenciales para el desarrollo de las poblaciones aledañas, recreación, conocimiento científico, supervivencia de especies endémicas y otras que pasan ahí parte de su ciclo de vida, generan una gran productividad de nutrientes tierra-mar, la vegetación y dinámica del sistema actúa como amortiguador natural entre la tierra y el mar.

De los 10,000 kilómetros de costas de México, aproximadamente una tercera parte los forman contornos de lagunas costeras. A pesar de que el desarrollo y la explotación es cada día más creciente, muchas de ellas están insuficientemente estudiadas (Farreras S., 2006). Para un estudio integral de los estuarios y sus tendencias, resulta indispensable conocer su comportamiento dinámico en condiciones ordinarias, en función de sus forzantes más representativos como son: marea, flujo del río, temperatura, batimetría del estuario.

Los principales riesgos para la existencia de las lagunas son la modificación de su circulación interior y cambios en la dinámica del sistema, ambos pueden ser por condiciones naturales o por efectos antropogénicos como: el desvío de río, dragados incorrectos, cambios de usos de suelo y contaminantes, descargas de aguas negras al sistema, cambio en las condiciones de producción acuícola y la ostrícola, incremento a la actividad turística y desarrollos habitacionales. Los cambios antropogénicos provocarán desequilibrio en el sistema, afectando la vida acuática, la circulación interior, concentración salina, tendencias del transporte de sedimento, circulación de contaminantes antrópicos y en general un cambio desfavorable hacia el ecosistema.

Parte del conocimiento para caracterizar y comprender un estuario consiste en mediciones en campo para registrar condiciones de salinidad, marea, velocidades de flujo, gastos, batimetrías, como lo desarrollado por: Carlin et al. (2016); Xu et al. (2017). Para caracterizarlo por completo es necesario realizar una modelación numérica, que considere las variables más importantes del sistema como: salinidad, descarga del río, marea, temperatura, cambios de densidad del agua. Por lo cual deberá integrarse algún modelo numérico que cumpla con estas condiciones (Maio et al., 2016; Shope et al., 2017).

Las lagunas pueden ser consideradas elementos con poca profundidad en relación a las ondas de marea, a las fuerzas generadas por el oleaje y a las velocidades del flujo; y con esto la aplicación de las ecuaciones de aguas someras pueden ser adecuadas para su estudio, proporcionando resultados muy adecuados (Song et al., 2011; Cea & Vázquez-Cendon, 2010; Bladé et al., 2014; Warren & Bach, 1992). Sin embargo, en el análisis de circulación es necesaria una condición de variación de densidad sobre la vertical, como producto de la concentración salina proveniente de la onda de marea y de la descarga del río, afectada por la variación de la temperatura entre las diferentes masas de agua. Esta condición será esencial para la circulación hidrodinámica y la salinidad dentro del sistema lagunar. El estudio entonces deberá estimar un comportamiento en 3D, donde se pueden establecer las condiciones de intrusión salina a lo largo del perfil del río y del sistema lagunar, cambios de densidad, temperatura, así como las propiedades particulares de los diferentes estados del sistema (Lesser et al., 2004).

Este estudio implementa un modelo hidrodinámico en 3D, DELFT3D, para establecer las condiciones de circulación en el estuario, de Boca de Río Veracruz, México. Considerando que aún en aguas poco profundas, como las lagunas, su comportamiento será influenciado directamente por los cambios de temperatura y densidad desarrollados en un tirante variable sobre la vertical.

## OBJETIVO

El objetivo principal es conocer y cuantificar el comportamiento hidrodinámico y las zonas de tendencia de acumulación de sedimento; para generar medidas de recuperación y prevención que favorezcan y prolongue la vida útil del sistema, como respuesta al deterioro gradual del sistema ocasionado por la dinámica natural y los efectos antropogénicos.

## ÁREA DE ESTUDIO

El sistema hidráulico está formado por el río Jamapa; Estero; laguna chica Mandinga; laguna grande Mandinga; localizado entre las coordenadas 18° 58' y 19° 06' de latitud norte y 96°01' y 96°08' longitud oeste, en Boca del Río, en el Estado de Veracruz, México (Figura 1), se puede considerar que el sistema lagunar es salobre ya que recibe agua proveniente del río y del mar por medio de la marea.

El estero de la laguna tiene un área de 2.13 km<sup>2</sup> con una isla formada justo a la boca de la laguna chica Mandinga. La isla tiene un área de 0.27 km<sup>2</sup> compuesta por un alto contenido de vegetación. En particular el estero es un canal de meandros con una longitud de 9.18 km, además, en su trayecto se observan contracciones y expansiones con una profundidad promedio de 3 m consecuente al depósito de sedimento y dragados.

La laguna chica Mandinga es una laguna de 1.72 km<sup>2</sup> y un perímetro de 5.13 km, en la entrada de la laguna existe una profundidad de hasta 2.2 m, mientras que en su interior la profundidad máxima es de 0.9 m.

El canal que conecta a la laguna chica y laguna grande es una canal que va desde los 2.08 m hasta los 3.27 m de profundidad con una longitud de 2 km. Estas profundidades hacen referencia a los puntos de la salida de la laguna chica y entrada de la grande.

La laguna grande Mandinga tiene un área 16.24 km<sup>2</sup> y un perímetro de 17.13 km, su profundidad promedio es de 0.8 m, existen en su interior tres barras de acumulación de sedimento con apenas 0.1 m de profundidad.

El río Jamapa es el cauce principal del sistema, el cual en época de estiaje tiene un gasto medio de 14.2 m<sup>3</sup>/s y en época de lluvias de 135.7 m<sup>3</sup>/s, este río ha alcanzado valores mayores a los 1000 m<sup>3</sup>/s debido a fenómenos extremos con el huracán Karl en 2010.

En el litoral del estado de Veracruz, el tipo de mareas es diurno o mixto, su amplitud fluctúa entre 0.5 m y 0.7 m y se debe principalmente a la interacción entre la onda mareal y la batimetría dominante, los meses en que se registran las pleamares máximas son de octubre y noviembre (de 0.71m a 0.75 m), y las bajamares mínimas en junio a julio (de 0.56 m a 0.63 m).

El comportamiento de la profundidad en el sistema, muestra gran variabilidad debido a las malas políticas de dragado, en algunos lugares se ha acumulado sedimento, formando estratos con profundidad casi nula generando poca circulación. Estas modificaciones, sumadas a las descargas de aguas residuales, al uso acuícola, ostrícola y los usos recreativos, han generado un deterioro al sistema que debe ser revertido mediante medidas de recuperación y prevención.

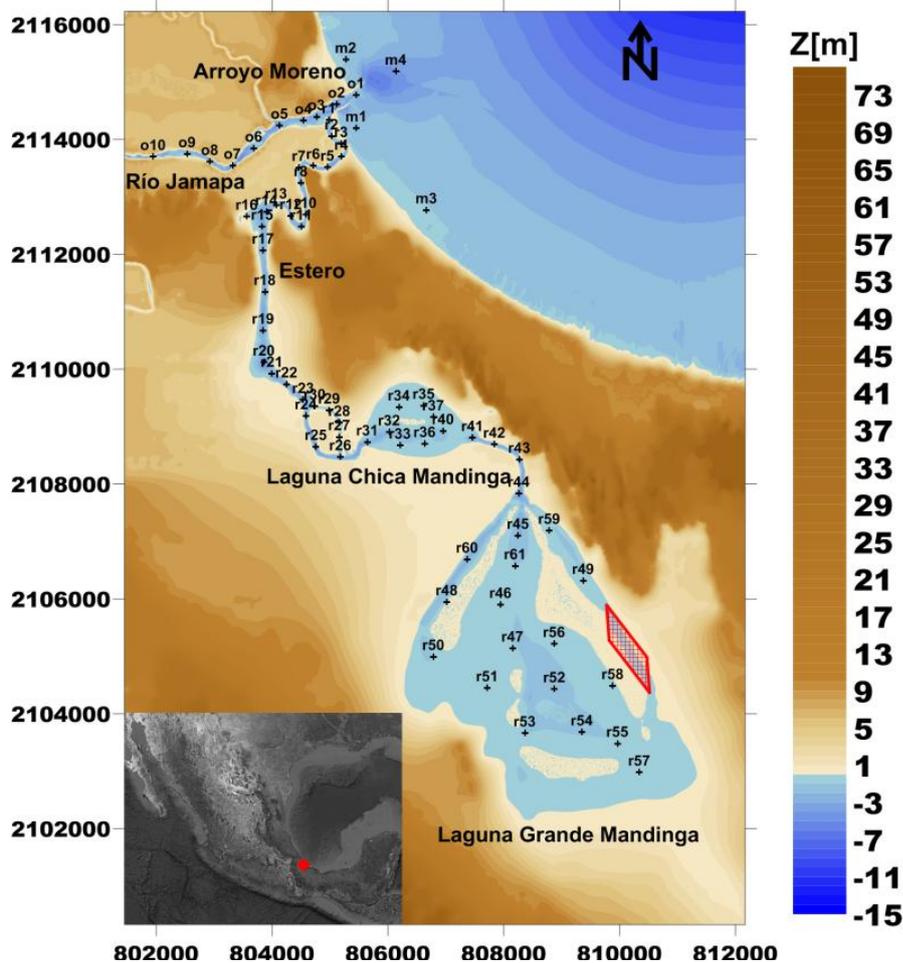
## DESARROLLO

El área de estudio está integrada por la batimetría registrada en campo, así como el complemento de la topografía por un Continuo de Elevaciones Mexicano (CEM), Figura 1. El río en el dominio tiene una longitud aproximada de 5 km aguas arriba, a partir de la desembocadura al mar. El análisis del estuario en la modelación numérica es considerando todos los forzantes del sistema, sobre una malla regular de 20x20 m y considerando un sistema en tres dimensiones se divide el fondo en 5 estrados a cada 20% con relación con la profundidad. Los forzantes para integrar el sistema son: marea, flujo del río Jamapa, temperatura.

La marea como forzante del lado mar, está formada por componentes M2, N2, k1, k2, P1, O1, S1 (Tabla 1). Donde las mayores amplitudes se presentan en k1, O1 y M2 entonces puede considerarse como marea diurna con un nivel de pleamar media de 0.478 m y un nivel de bajamar media de 0.133 m. De acuerdo con Wang (1979) todos los forzamientos de la superficie del agua en el mar son también reflejados en la entrada de la boca del estuario y del lado mar hacia el estuario solo se propagan las oscilaciones de marea y de más baja frecuencia, por lo que el oleaje no influye en la circulación del sistema (DiLorenzo, 1988).

**Tabla 1.-** Componentes armónicos de marea

| Compo<br>nente | Amplitud<br>[m/s] | Espesor<br>[cm] |
|----------------|-------------------|-----------------|
| M2             | 0.089             | 71.17           |
| N2             | 0.023             | 59.41           |
| K2             | 0.006             | 55.76           |
| K1             | 0.156             | 289.36          |
| P1             | 0.049             | 290.99          |
| O1             | 0.153             | 289.84          |
| S2             | 0.026             | 68.58           |



**Figura 1.-** Zona de estudio y puntos de control

Para conocer el comportamiento del río Jamapa, como segundo forzante del sistema, se analizó el registro de las estaciones hidrométricas del Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales (CONAGUA, 2012). A partir de los registros diarios se determinaron los promedios mensuales y las condiciones ordinarias más representativas, en estiaje para el mes de abril y en lluvias para el mes de septiembre (Figura 2). Los valores en la condición de estiaje son un gasto promedio mensual de

14.2 m<sup>3</sup>/s; mientras que para la condición de lluvias existe gasto promedio mensual de 135 m<sup>3</sup>/s. Para la aplicación del forzante al sistema, de los valores promedio y del registro histórico, se determinó un año con la menor desviación estándar para tener un representativo del sistema; siendo el año del 2006 el año más adecuado (Figura 3).

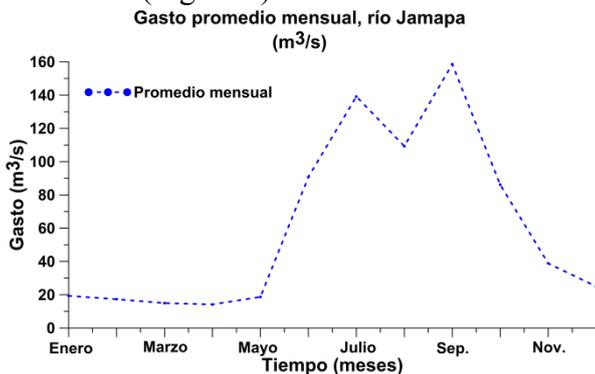


Figura 2.- Descarga del río Jamapa, gasto promedio mensual

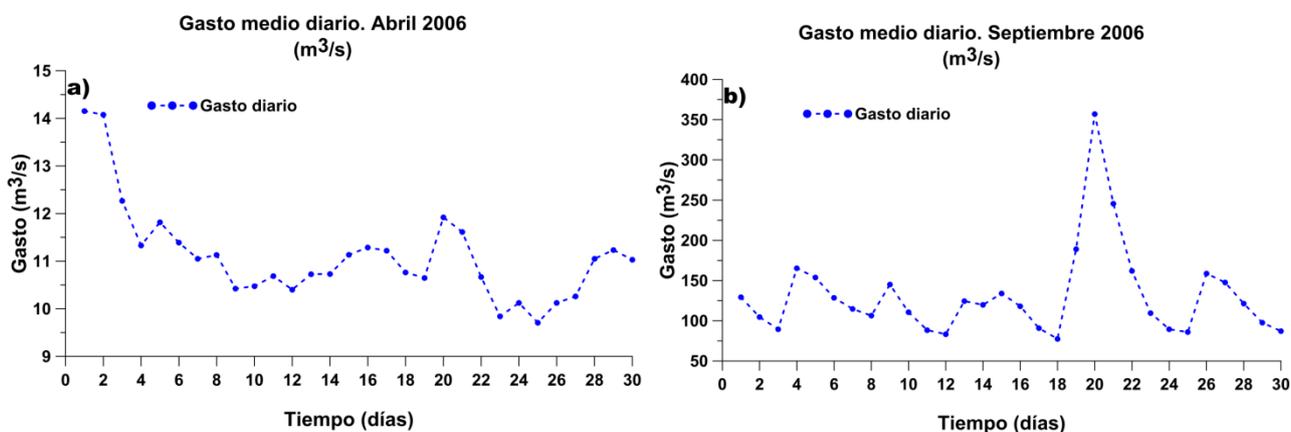


Figura 3.- a) Gasto para el mes de abril del 2006, condición de estiaje. b) Gasto para el mes de septiembre del 2006, condición de lluvias.

En periodos de meses y estaciones del año, las variaciones de temperatura y los gradientes de densidad que estas inducen, dependen prioritariamente de las variaciones de la temperatura del agua del océano adyacente transmitidas por la convección forzada del intercambio de volúmenes de agua salada entre el mar y la laguna producido por la marea, y por las fluctuaciones estacionales de la radiación solar, y además con las fluctuaciones estacionales de la convección forzada por las descargas de agua dulce de afluentes (Ferrera, 2006). En el mes de abril el agua del sistema lagunar tiene una temperatura aproximada de 28°C y una concentración de salinidad de 30ppt; mientras que en el mes de septiembre se registró una temperatura de 31°C y una concentración de 8 ppt.

## RESULTADOS Y DISCUSIÓN

El análisis de resultados está referido para el mes de abril como condiciones de estiaje y para el mes de septiembre como condición de lluvias.

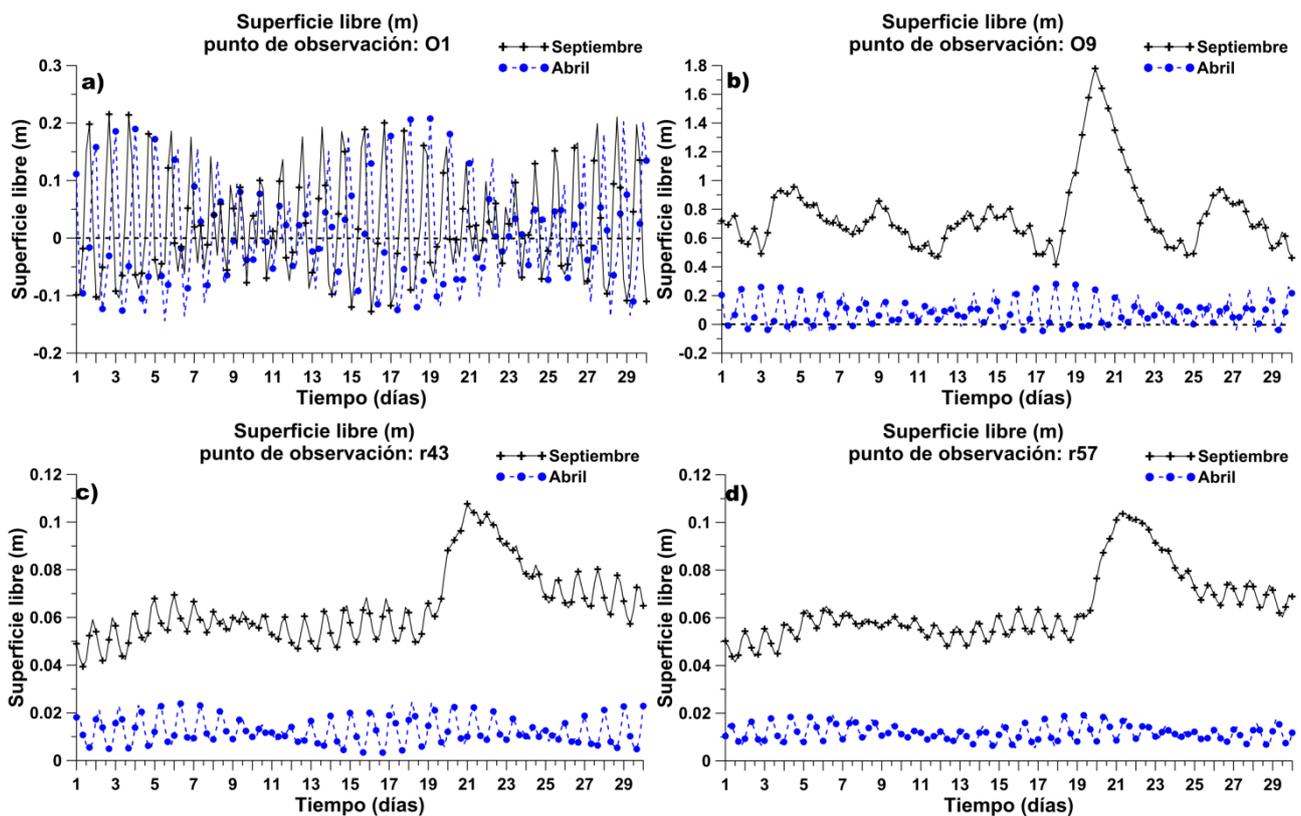
La variación en la superficie libre se analiza de acuerdo con los puntos de control, O1, O9, r43, r57, referidos a la Figura 1.

El punto O1, ubicado en la desembocadura del río al mar, presenta en condiciones de estiaje y lluvias comportamiento muy similar con valores máximos y mínimos, entre 0.2 m y -0.15 m respectivamente (Figura 4a).

Aproximadamente a 4 km aguas arriba de la desembocadura, y sobre el río Jamapa, se encuentra el punto O9. En el periodo de sequías existe una variación en la superficie de 0.20 m a -0.050 m, afectado directamente por las condiciones de marea. Para la temporada de lluvias las condiciones de marea no afectan la superficie libre ya que es regido totalmente por el gasto del río,

con un comportamiento similar al hidrograma de entrada del mes de septiembre y con valores mínimos de 0.4 m y máximos de 1.8 m (Figura 4b).

En las condiciones de variación al interior de la laguna, los puntos r43 y r57 (Figura 4c, d), ubicados en la entrada y al final de la laguna grande de Mandinga, respectivamente, indican una sobreelevación similar al comportamiento de la marea actuando el sistema lagunar como un resonador Helmholtz (DiLorenzo J. L., 1988), resultado de la geometría del estero al ingreso de las lagunas, de la geometría de la lagunas y del comportamiento de las mareas. La variación del flujo en abril causa una sobreelevación de 2 cm y de hasta 10 cm para laguna grande Mandinga en lluvias. Cuando se presenta un incremento de gasto en septiembre, la laguna tiene un comportamiento similar a la descarga del río Jamapa; con un retraso entre la entrada del gasto al sistema y la laguna grande de mandinga de aproximadamente 24 horas, lo que indica que el flujo del río provoca un ingreso mayor de masa al sistema lagunar.



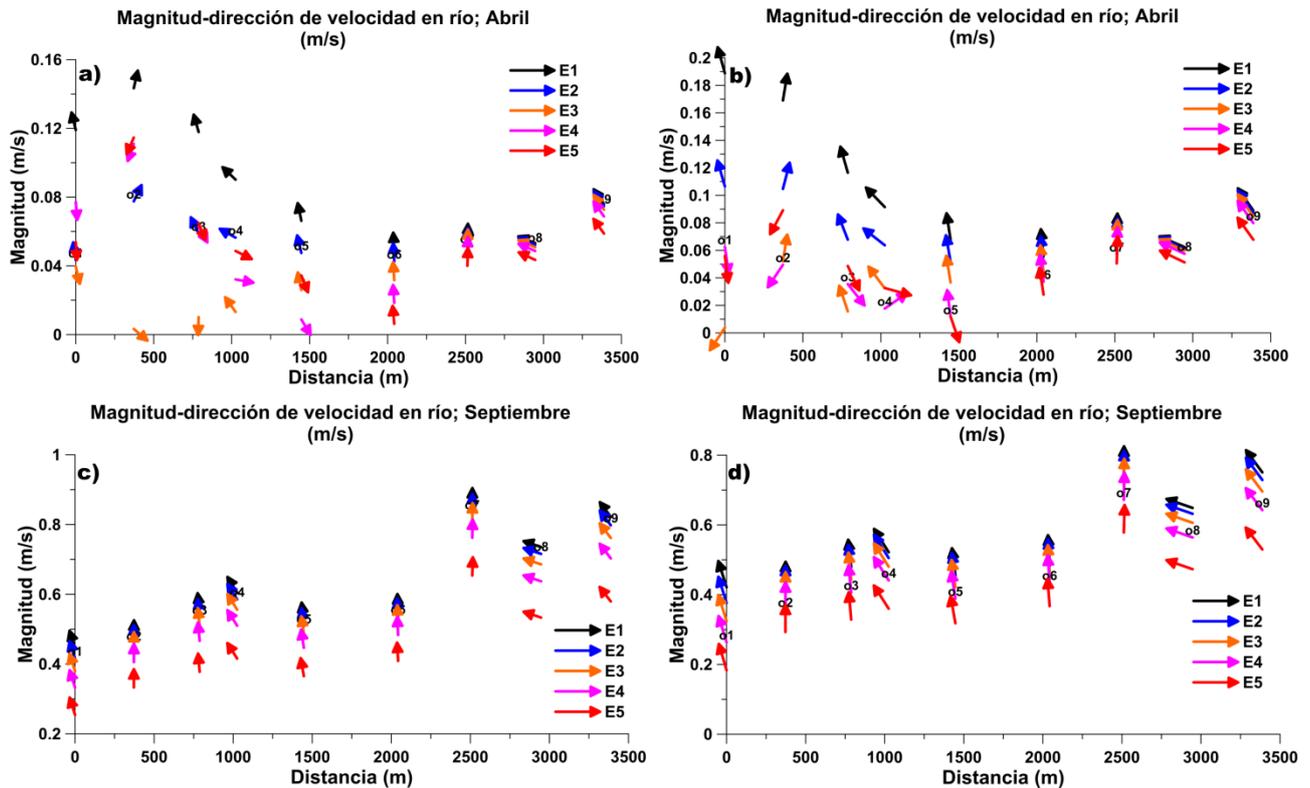
**Figura 4.-** Variación de la superficie libre para estiaje y lluvias en cada punto de control: a) o1, b) o9, c) r43, d)r57

Para los resultados de la velocidad se generaron dos secciones a lo largo del estuario, una en el río y otro en la laguna; se analizan dos registros para dos diferentes valores de tiempo, en la bajamar y la pleamar.

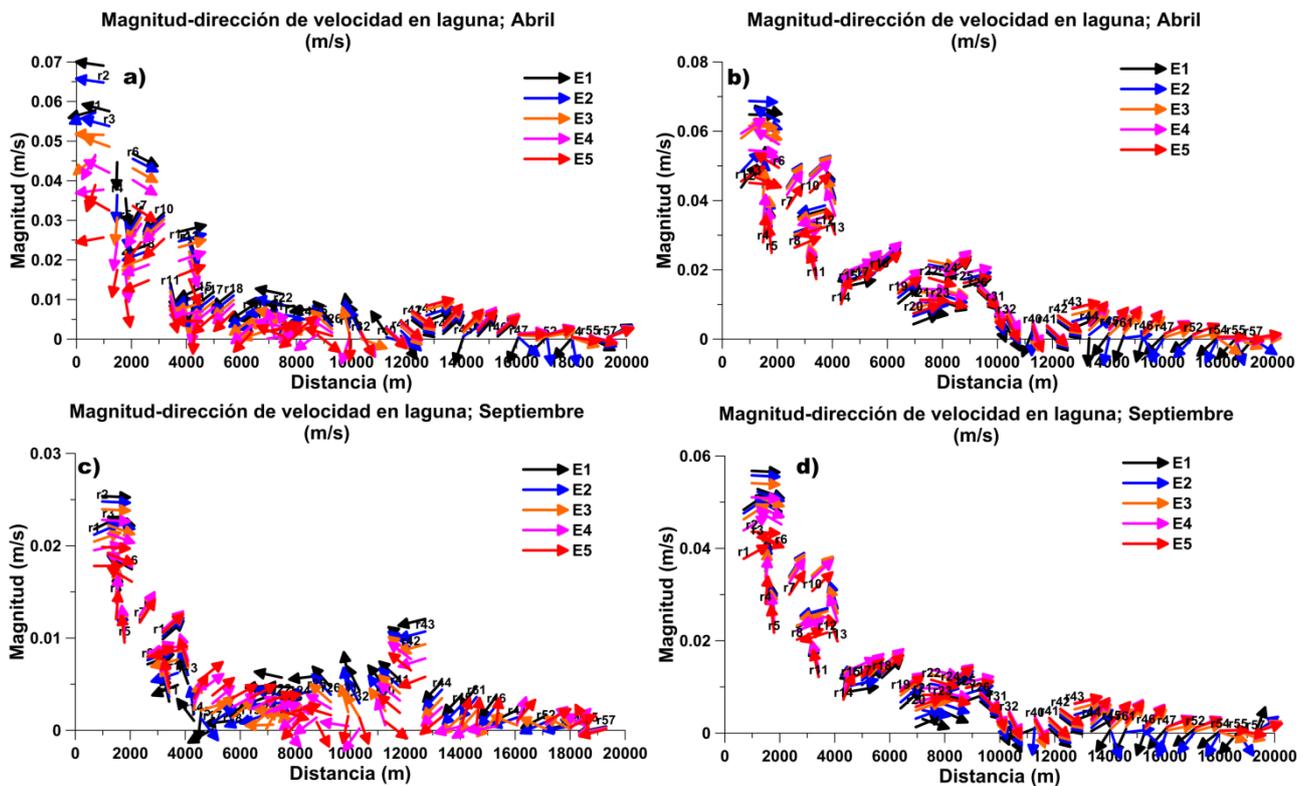
Para el análisis del río Jamapa, en las condiciones de estiaje, las velocidades van de 0 m/s a 0.2 m/s. De la desembocadura y hasta 1.5 km aguas arriba, el río presenta una variación importante tanto en magnitud como en dirección de velocidad producto de la marea, en pleamar o bajamar, es dominado por el ingreso del flujo del lado mar, con velocidades en la parte inferior de 0.1 m/s y en dirección de ingreso al estuario, mientras que en la parte de la superficie tiene magnitud de 0.2 m/s y es en dirección de descarga hacia el mar, con un estado que tiende a velocidad cero en la parte media del perfil. Esta característica permitirá un ingreso del flujo al sistema de lagunas de forma constante y por tanto un incremento de salinidad en el sistema. Para el tramo mayor a 1.5 km aguas arriba del río, el flujo tiene una magnitud de 0.1 m/s y una dirección de descarga del sistema hacia el mar; condiciones uniformes en toda la vertical y en ambos estados de marea (Figura 5a, b).

Al mes de septiembre, el río muestra un comportamiento más regular en todo su dominio, desde su desembocadura hasta los 3.5 km aguas arriba, con un valor aproximado de velocidad de 0.8 m/s y

en dirección de descarga al mar. Para esta condición no se presenta un ingreso de flujo proveniente del mar ni en condiciones de pleamar ni de bajamar. Lo cual indica una menor intrusión salina al río durante la época de lluvias (Figura 5c, d).



**Figura 5.-** Magnitud de velocidad y dirección para el río Jamapa a) estiaje en pleamar, b) estiaje en bajamar, c) lluvia en pleamar, d) lluvia en bajamar. E1 indica la capa superior y E5 la capa inferior.

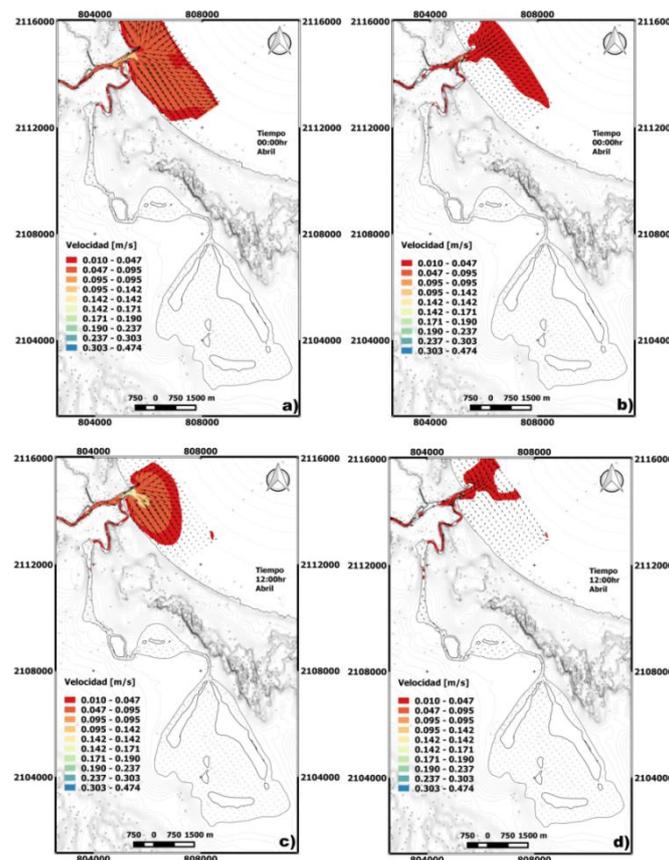


**Figura 6.-** Magnitud de velocidad y dirección para el sistema lagunar a) estiaje en pleamar, b) estiaje en bajamar, c) lluvia en pleamar, d) lluvia en bajamar. E1 indica la capa superior y E5 la capa inferior.

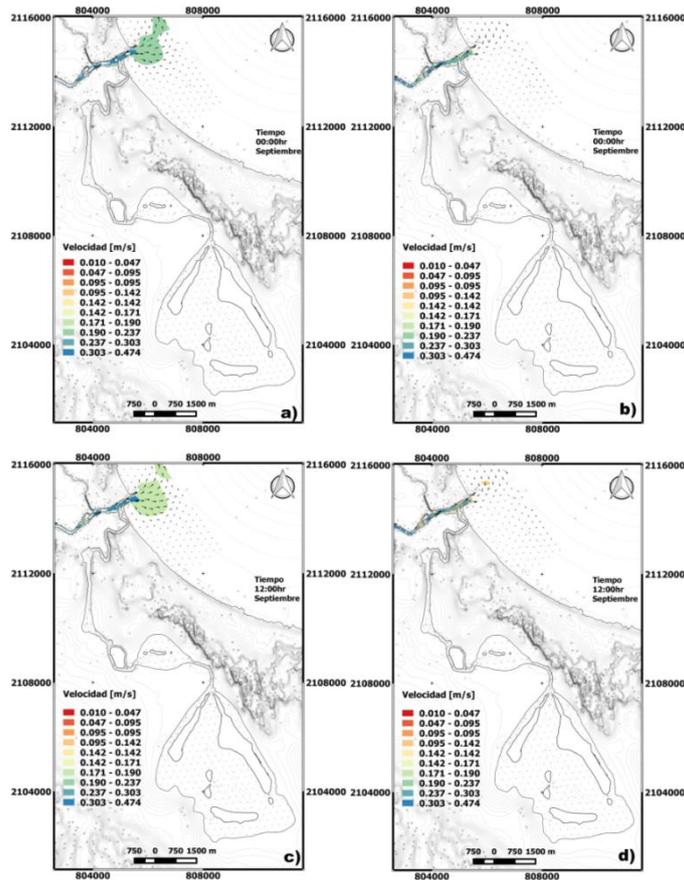
Para la sección en el sistema lagunar, con una longitud de aproximadamente de 19 km, desde la entrada al estero hasta la laguna grande de Mandinga. El sistema en condiciones de estiaje muestra un comportamiento irregular hasta 4 km a partir de la entrada al estero, con velocidades máximas de 0.06 m/s y dirección variable en la profundidad. La velocidad tiene un incremento en la reducción de sección transversal entre lagunas para después disminuir por el incremento del área en cada laguna. A partir de la entrada a la laguna grande de Mandinga, kilómetro 13, la velocidad decae casi a cero por lo tanto la circulación en la laguna grande Mandinga con velocidades casi nulas será mínima, incluso con esto existe una mayor circulación en la capa inferior que en la superior, aun cuando la concentración de salinidad es constante sobre la vertical (Figura 6a, b).

En lluvias el sistema presenta condiciones de velocidad más bajas que en estiaje, si bien existe un flujo no uniforme sobre la vertical en los primeros 4 kilómetros de la sección, para las condiciones de bajamar la velocidad apenas alcanza valores de 0.06 m/s y para las condiciones de pleamar un valor de 0.03 m/s. Las velocidades a partir del kilómetro 4 presentan un flujo regular sobre la vertical, pero con velocidades muy pequeñas y de dirección saliente a las lagunas en la pleamar, ya en condiciones de bajamar el sistema es más regular hasta llegar a la laguna grande de Mandinga, donde las capas tienen direcciones invertidas. (Figura 6c,d)

Un análisis bidimensional de las velocidades muestra; que para la condición de estiaje las velocidades en la superficie son de 0.1 m/s como máximos y en dirección de descarga del río, mientras que en el fondo del sistema tiene velocidades de 0.05 m/s, pero en dirección de entrada al sistema, este comportamiento es constante en pleamar o bajar. Las magnitudes más grandes se presentan entre la entrada a la laguna y la descarga al mar, y decrecen conforme entra el flujo al estero, así como aguas arriba del río. (Figura 7). Para las condiciones de lluvias el sistema muestra un comportamiento regular sobre la vertical, con descarga del flujo constante hacia el mar, aún en condiciones de pleamar y con una dirección del flujo hacia el interior del estuario. La descarga del río Jamapa impide la entrada de la marea, por lo que la circulación dentro del sistema lagunar será únicamente por el flujo del río. (Figura 8).



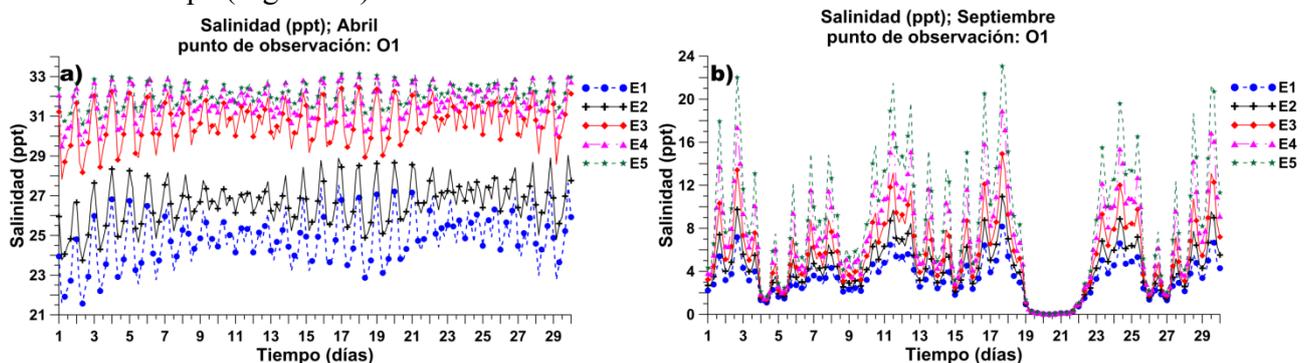
**Figura 7.-** Magnitud de velocidad y dirección en estiaje a) pleamar, b) pleamar en estrato 5, c) bajamar, d) bajamar en estrato 5.



**Figura 8.-** Magnitud de velocidad y dirección lluvias a) pleamar, b) pleamar en estrato 5, c) bajamar, d) bajamar en estrato 5.

Sobre la salinidad en la descarga del río al mar, punto O1. En condiciones de estiaje existe una salinidad de entre 23 ppt en la superficie y 33 ppt en el fondo. Mientras que para la condición de lluvias los valores de salinidad son de 4 ppt para la superficie y de 20ppt en el fondo, teniendo por lo tanto una menor mezcla debido al incremento de gasto del río Jamapa (Figura 9). Se observa también que a medida que el gasto del río incrementa, los valores de salinidad tienen a cero, condición que se presenta entre los días 19-21 de septiembre, cuando la descarga del río alcanzó valores mayores a  $300 \text{ m}^3/\text{s}$ .

En el interior de la laguna grande Mandinga ya sea en sequías ó estiaje y bajo cualquier fase de la marea, la salinidad sobre la vertical es uniforme, como resultado de los intercambios de flujo en las secciones más estrechas, y los cambios de dirección de flujo, provocando una mezcla homogénea en el sistema. El comportamiento de las lagunas, considerando velocidades muy bajas, será por el ingreso de flujo al sistema, lo cual se verifica en la reducción de la salinidad al incremento del flujo en el río Jamapa (Figura 10).



**Figura 9.-** Valores de salinidad en el punto O1. a) condiciones de estiaje, b) condiciones de lluvia

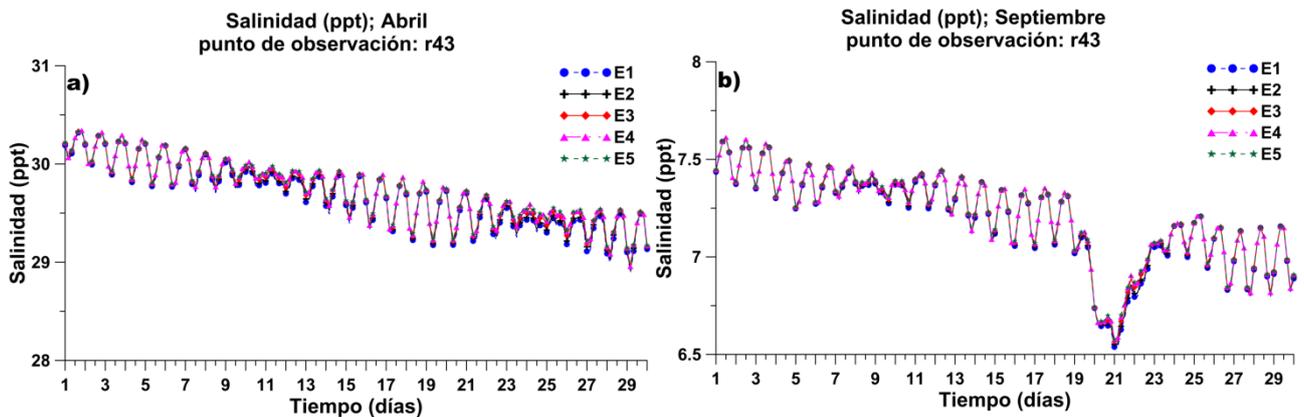


Figura 10.- Valores de salinidad en el punto r43. a) condiciones de estiaje, b) condiciones de lluvia

Para el río Jamapa en la condición de estiaje los valores de salinidad tienen a cero en 2 km aguas arriba del río, mientras que en la condición de lluvias los valores son cero en 0.5 km aguas arriba a partir de la descarga al mar (Figura 11).

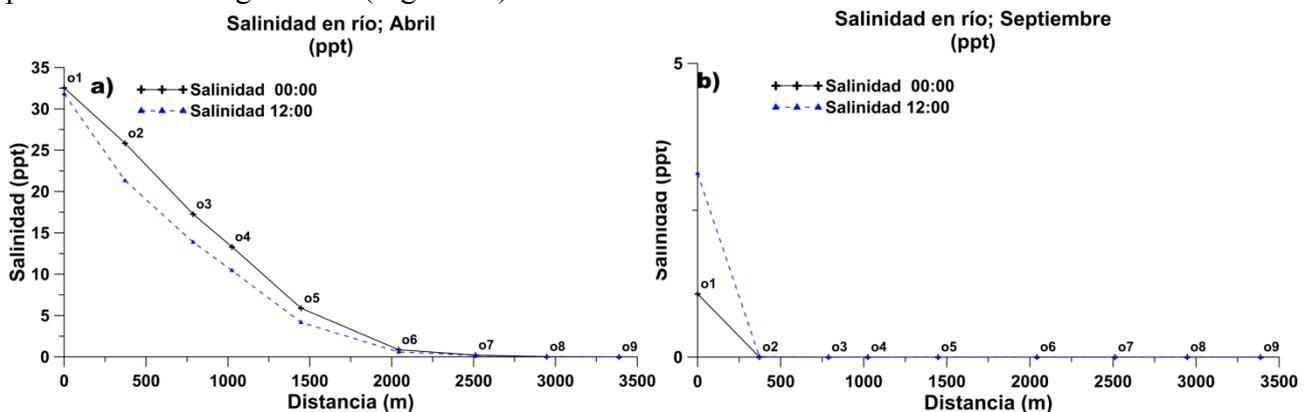


Figura 11.- Valores de salinidad en la sección del río a) estiaje, b) lluvias.

Las condiciones de salinidad en la laguna; muestran mayor incremento en estiaje llegando hasta el interior de la laguna grande Mandinga con valores de 30ppt. En estiaje el gasto que entra es el que se mantiene adentro del sistema, sin descarga debido a la poca circulación, y la mezcla aumenta gradualmente, adquiriendo mayor concentración en el R55 (Figura 12 a). Mientras que en temporada de lluvias los valores de concentración salina se reducen hasta 8 ppt en la laguna grande de Mandinga. Lo cual indica una circulación del agua producida por el río en el sistema, así como una mínima entrada del agua de mar al estuario (Figura 12 b).

Con el análisis bidimensional del sistema (Figura 13), y considerando el estrado más próximo al fondo por tener mayor salinidad, se determina las condiciones de salinidad como resultado de la circulación de los dos flujos del río. Es clara la circulación del flujo del río sobre el sistema de lagunas en época de lluvias, y la condición de intrusión salina producida por la marea en condiciones de estiaje.

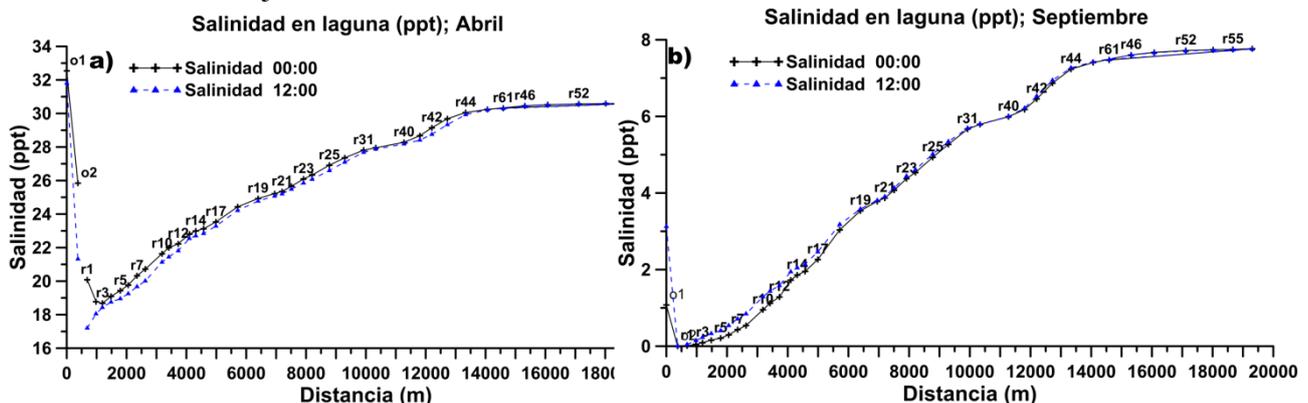


Figura 12.- Valores de salinidad en la sección del río a) estiaje, b) lluvias.

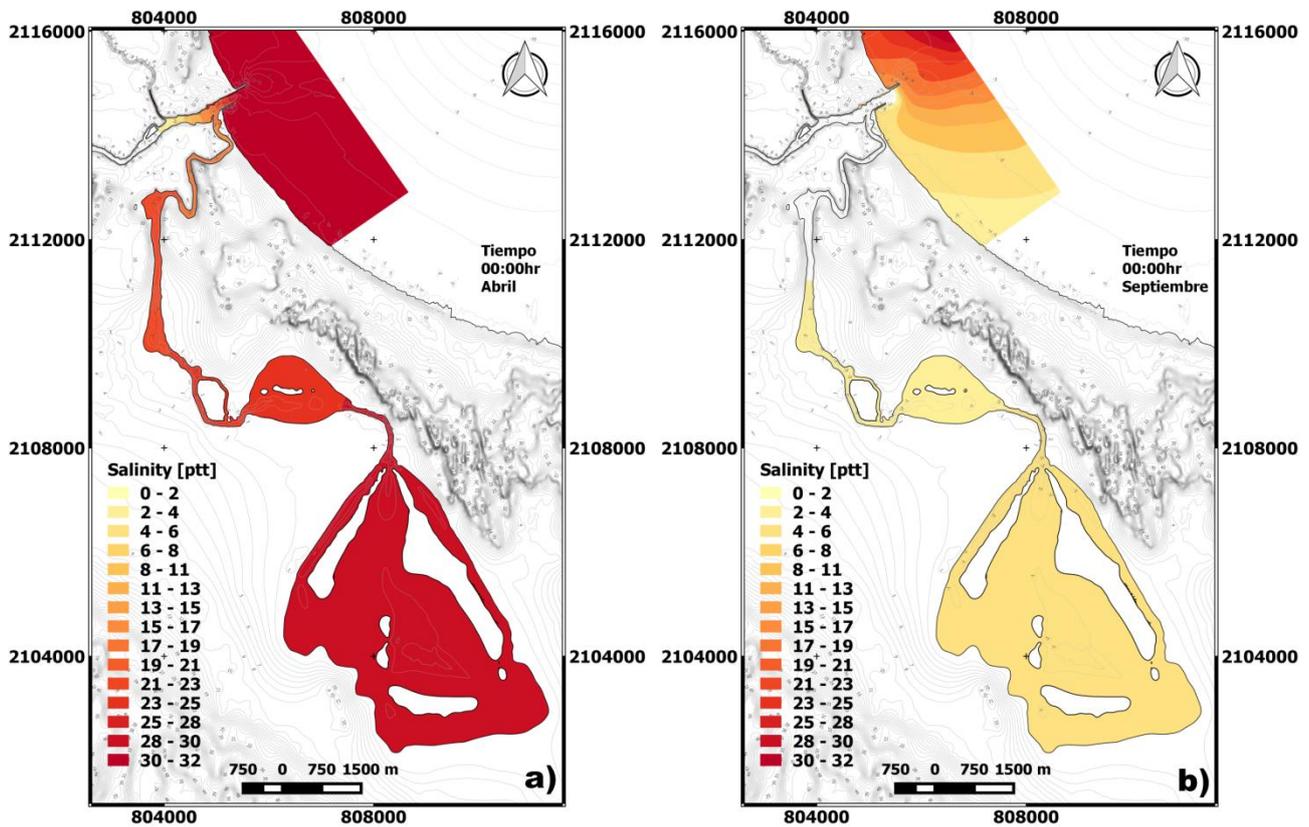


Figura 14.- Valores de salinidad en estrato 5 a) Condiciones de estiaje; b) condiciones de lluvias.

Con el comportamiento de las velocidades dentro del estuario, es posible estimar las zonas de tendencia de asentamiento del sedimento. Sobre el río Jamapa, en condiciones de estiaje, se muestra una mayor dispersión de la velocidad con una disminución en la pleamar, lo cual provoca una menor circulación del sistema y por tanto un asentamiento del sedimento; en condiciones de lluvias también existen valores de velocidad nulos en pleamar y bajamar. En los primeros cuatro kilómetros en el sistema de lagunas, las velocidades disminuyen causando una mayor acumulación de sedimentos, en pleamar y bajamar, los vectores de velocidad tienden a cero en la laguna grande Mandinga, tanto en lluvias como en estiaje, lo que implica un asentamiento del resto del sedimento que puede entrar el sistema, como producto de la descarga del río (Figura 14).

## CONCLUSIONES

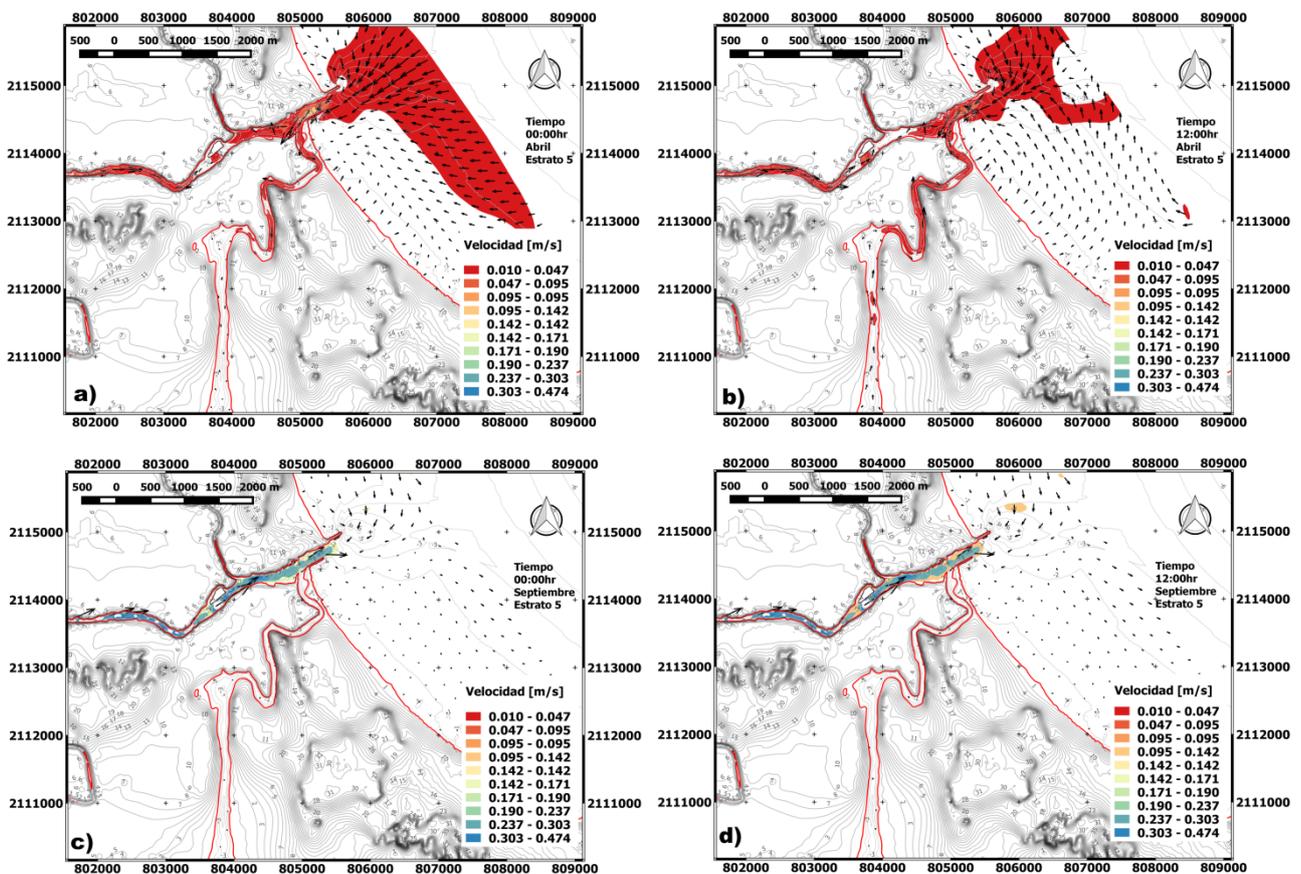
Las variación de los flujos en el río Jamapa, para las condiciones de estiaje y sequías de 14 a 350 m<sup>3</sup>/s respectivamente, han demostrado que el cambio afecta directamente la circulación del sistema lagunar. La superficie libre permite determinar la velocidad de respuesta de la laguna a los cambios de flujo del río Jamapa, mientras que el máximo pico se presenta en el punto o9 el día 20 de abril a las 00:00; el valor de mayor elevación en la laguna grande Mandinga se presenta el 21 de abril a las 12:00 aproximadamente, por lo que la respuesta de la laguna grande Mandinga al comportamiento del río es de casi 36 horas. El incremento del flujo en el río también tendrá como resultado que las masas de agua provenientes del mar no ingresen al sistema, de tal forma que todo el flujo dentro del río Jamapa este dirigido hacia las lagunas. El incremento del gasto en el río Jamapa no afecta de forma significativa la variación de la superficie libre a la salida de las escolleras, lo que confirma que la mayor parte del gasto ingresa a las lagunas.

El cambio de la velocidad en estiaje como respuesta a la reducción de flujo origina un ingreso permanente de la marea al sistema con un flujo de agua de mayor densidad y por lo tanto incrementa la salinidad, después del 50 % de profundidad con valores próximos a 0.12 m/s. La

variación de direcciones en las velocidades sobre la vertical, al incremento del gasto desaparece y forma un perfil constante en dirección a la descarga al mar.

Lo anterior refleja una circulación estacional acorde a la temporada del año en el sistema, como producto del cambio de gasto en relación a la temporada de estiaje y lluvias. La condición en lluvias reduce la intrusión de sal al sistema lagunar; por lo que el flujo del agua comenzara a reducir la salinidad en las lagunas. Entonces la reducción del flujo, permitirá el ingreso de la marea al sistema, generando mayor salinidad y afectando la variación de la superficie libre de la laguna de acuerdo a la resonancia del sistema. El sistema presenta una condición de circulación natural como función directa del gasto del río Jamapa, lo cual se refleja en las lagunas chica y grande Mandinga, cuando el flujo del río es mayor y a medida que decrece, la circulación también disminuye. Las condiciones de velocidad nulas, por la pleamar, bajamar, flujos opuestos, originadas en cualquier temporada indican zonas de acumulación de sedimento. Con esta circulación y la variación temporal provocada, las zonas de mayor condición de acumulación de sedimentos, son los primeros kilómetros a la entrada del sistema así como la laguna grande mandinga.

El estudio del sistema permite conocer las bases para las políticas de recuperación y prevención de los daños al estuario. Existe una circulación en las lagunas ocasionada por las condiciones de lluvia y estiaje, lo cual resulta en un proceso de circulación muy lento, si a lo anterior se le considera la descarga de agua residual u otros efectos ajenos al sistema, estos permanecerán un tiempo suficiente para generar un deterioro al sistema y problemas incluso de salud a la población, con lo cual una medida urgente de recuperación es la restricción de la descarga de aguas negras al sistema. Por otra parte, las tendencias de velocidad indicaron posibles zonas de acumulación de sedimento, de lo cual resulta indispensable estimar políticas de dragado, controladas y regulares, tal que garanticen la resiliencia del sistema.



**Figura 14.-** Zonas con velocidad nula por cambio de dirección en flujo en estrato 5. a) pleamar en estiaje, b) bajamar en estiaje, c) pleamar en lluvias, d) bajamar en lluvias.

## REFERENCIAS

- Bladé, E., Cea, L., Corestein, G., Escolano, E., Puertas, J., Vázquez-Cendón, E., ... & Coll, A.** (2014). "Iber: herramienta de simulación numérica del flujo en ríos". *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, 30(1), 1-10.
- Carlin, J. A., Lee, G. H., Dellapenna, T. M., & Lavery, P.** (2016). "Sediment resuspension by wind, waves, and currents during meteorological frontal passages in a micro-tidal lagoon". *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, 172, 24-33.
- Cea, L., & Vázquez-Cendón, M. E.** (2010). "Unstructured finite volume discretization of two-dimensional depth-averaged shallow water equations with porosity". *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, 63(8), 903-930.
- CONAGUA.** (2012). "Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales, BANDAS". *Sitio web: <http://www.conagua.gob.mx/CONAGUA07/Contenido/Documentos/Portada%20BANDAS>*
- DiLorenzo, J. L.** (1988). "The overtide and filtering response of small inlet/bay systems". In *Hydrodynamics and sediment dynamics of tidal inlets* (pp. 24-53). Springer, New York, NY.
- Farreras, S.** (2006). Hidrodinámica de lagunas Costeras. *Centro de Investigación Científica y de Educación Superior de Ensenada*.
- Lesser, G. R., Roelvink, J. V., Van Kester, J. A. T. M., & Stelling, G. S.** (2004). "Development and validation of a three-dimensional morphological model". *Coastal engineering*, 51(8-9), 883-915.
- Maio, C. V., Donnelly, J. P., Sullivan, R., Madsen, S. M., Weidman, C. R., Gontz, A. M., & Sheremet, V. A.** (2016). "Sediment dynamics and hydrographic conditions during storm passage, Waquoit Bay, Massachusetts". *Marine Geology*, 381, 67-86.
- Shope, J. B., Storlazzi, C. D., & Hoeke, R. K.** (2017). "Projected atoll shoreline and run-up changes in response to sea-level rise and varying large wave conditions at Wake and Midway Atolls, Northwestern Hawaiian Islands". *Geomorphology*, 295, 537-550.
- Song, L., Zhou, J., Guo, J., Zou, Q., & Liu, Y.** (2011). "A robust well-balanced finite volume model for shallow water flows with wetting and drying over irregular terrain." *Advances in Water Resources*, 34(7), 915-932.
- Wang, D. P.** (1979). "Subtidal sea level variations in the Chesapeake Bay and relations to atmospheric forcing". *Journal of Physical Oceanography*, 9(2), 413-421.
- Warren, I. R., & Bach, H.** (1992). "MIKE 21: a modelling system for estuaries, coastal waters and seas". *Environmental Software*, 7(4), 229-240.
- Xu, F., Coco, G., Zhou, Z., Tao, J., & Zhang, C.** (2017). "A numerical study of equilibrium states in tidal network morphodynamics". *Ocean Dynamics*, 67(12), 1593-1607.

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

**PROYECCIÓN DE LOS NIVELES DE INUNDACIÓN ACTUAL Y FUTURA  
EN EL SISTEMA DE LAGOS Y CAÑOS DE CARTAGENA -COLOMBIA**

*<sup>1</sup>Diana Cañate, <sup>2</sup>María Guzmán y <sup>3</sup>Javier Mouthon*

*Investigadores Grupo de Investigación de Modelación Ambiental de la Universidad de Cartagena, Colombia*

*<sup>1</sup>dcanatel@unicartagena.edu.co, <sup>2</sup>mguzmant@unicartagena.edu.co, <sup>3</sup>jmouthonb1@unicartagena.edu.co*

**RESUMEN:**

El sistema de caños y lagos internos de la ciudad de Cartagena (Colombia) tiene un total de 93 ha de espejo de agua y 9 km de longitud comunicando la ciénaga de la Virgen con la bahía de Cartagena. El artículo muestra los resultados de la modelación donde se logró determinar zonas y niveles de inundación proyectados para el año 2040 teniendo en cuenta el ascenso del nivel del mar. Para la calibración del modelo, se realizó medición durante dos meses de la variación del nivel del agua en nueve puntos mediante sensores. Esta información se usó en el software MIKE HYDRO RIVER, considerando parámetros necesarios para calibrar y verificar el modelo. Con el modelo ajustado, se simularon seis escenarios teniendo en cuenta diferentes tasas de ascenso del nivel del mar. La simulación más desfavorable mostró que el nivel del agua podría ascender hasta 1.2 m, afectando gravemente los asentamientos donde se ubica una de las poblaciones más vulnerables de la ciudad.

**ABSTRACT:**

The system of channels and internal lakes of the city of Cartagena has a total of 93 ha and 9 km long. It communicates the swamp of the Virgin with the bay of Cartagena. This article shows the results of a hydrodynamic model that was used to determine flood zones and levels for the year 2040 considering the sea level rise. During two months, the variation of the water level in nine points by pressure sensors was registered. This information was used in the MIKE HYDRO RIVER software to calibrate and verify the hydrodynamic model. Once the model was calibrated and verified, six scenarios were simulated for different rates of sea level rise. The most unfavorable simulation showed that the water level could rise to 1.2 m affecting the settlements where one of the most vulnerable populations of the city is located.

**PALABRAS CLAVES:** Ascenso del Nivel del Mar, caños y lagos costeros, gestión de riego

## INTRODUCCIÓN

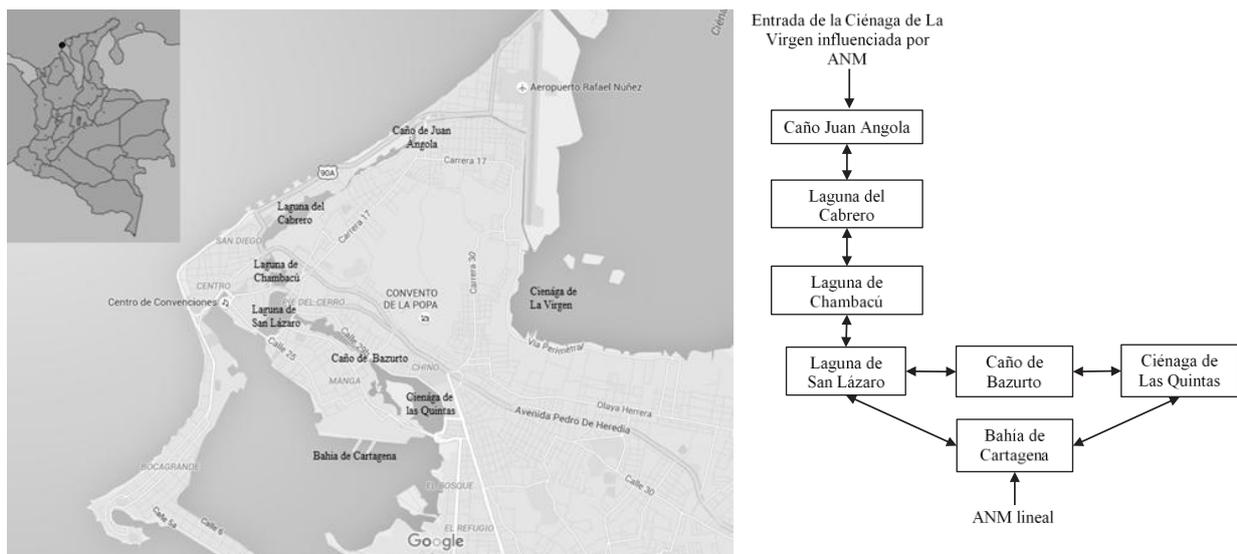
La ciudad de Cartagena de Indias constituye una de las cinco áreas colombianas identificadas como críticas por su vulnerabilidad al cambio climático debido a efectos del ascenso rápido del nivel del mar (INVEMAR, et al., 2014).

En el 2014, el Plan 4C contempló que los impactos más notables por el ascenso del nivel del mar en Cartagena son la erosión costera y el retroceso de las playas, daños en la Vía al Mar, afectación del Centro Histórico, cambios en la dinámica del sistema de humedales costeros e intrusión marina en el Canal del Dique (Alcaldía de Cartagena de Indias, et al, 2014). También, a partir del estudio del comportamiento del nivel del mar desde el año 1952 a 1993, se determinó que el máximo ascenso estimado para el 2040 es de 20 cm con respecto al año 2010, y de 14 cm, con un aumento lineal del orden de 0.36 cm a 5 cm constantes por año (INVEMAR, et al., 2014).

Teniendo en cuenta que el nivel del mar influye directamente en la altura de lámina de agua presentadas en los cuerpos de agua de la ciudad, el objetivo de este trabajo fue determinar los puntos y niveles de inundación en el sistema de caños y lagos de la ciudad de Cartagena mediante el análisis del comportamiento de la variación de niveles de los cuerpos de agua y el modelo matemático desarrollado a través del software MIKE HYDRO RIVER con el fin de sugerir estrategias para la mitigación de los impactos en la urbe, teniendo en cuenta los escenarios del ascenso del nivel del mar para el año 2040 (Cañate Lara & Guzman Torres, 2017).

## AREA DE ESTUDIO

La Ciudad de Cartagena se encuentra rodeada por una serie caños y lagos internos (Laguna de San Lázaro, Ciénaga de Las Quintas, Caño Bazurto, entre otros) que ocupan 93 hectáreas, conectados en sus extremos con la Ciénaga de la Virgen y la Bahía de Cartagena, que se encuentran directamente influenciados por el Ascenso de Nivel del Mar (ANM) (INVEMAR; Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible; Alcaldía de Cartagena de Indias; Climate & Development Knowledge Network, 2012), como se observa en la **Figura 1**.



**Figura 1.-** Composición del sistema de caños y lagos de Cartagena

## METODOLOGÍA

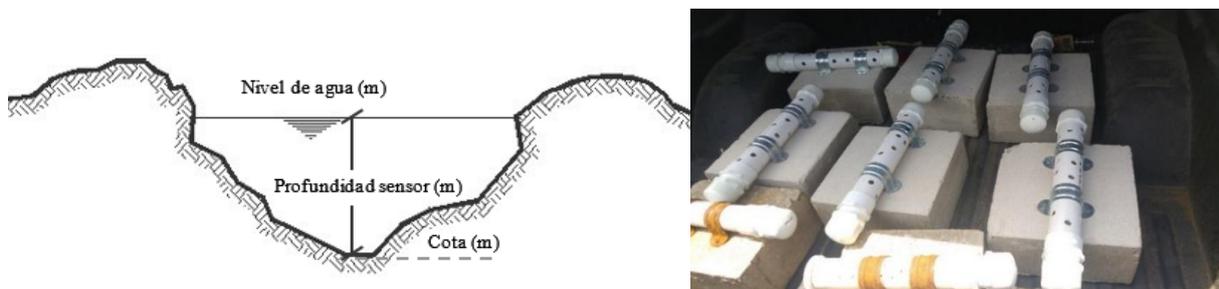
La investigación se llevó a cabo en tres etapas desarrolladas durante cuatro meses. La primera etapa consistió en una campaña de monitoreo de la red hídrica; la segunda etapa comprendió el procesamiento de los parámetros fundamentales en la simulación; y la tercera etapa, contempla la proyección del sistema de caños y lagos en el año 2040 mediante una modelación hidrodinámica (Cañate Lara & Guzman Torres, 2017).

### Monitoreo de la red hídrica de Cartagena, Colombia

La primera etapa consistió en una campaña de monitoreo por medio de la instalación de nueve sensores medidores de presión marca HOB0 (cuyas especificaciones se presentan en la **Tabla 1**) colocados estratégicamente en el fondo de cada cuerpo de agua, los cuales registraron los niveles desde el día 12 de Agosto de 2016 hasta 8 de Octubre de 2016 en intervalos, de acuerdo a lo presentado en la **Figura 2**, cada cinco minutos y la recolección de la información semanal a través del Software “HOB0ware Pro” (ONSET, 2016) que permitió obtener las gráficas de las variaciones de nivel del Sistema lagunar.

**Tabla 1.-** Especificaciones del sensor HOB0

| Característica         | Valor  |
|------------------------|--|
| Referencia             | Hobo level logger U20L-01  |
| Rango de Operación     | 0 - 9m   |
| Precisión              | Error Típico: $\pm 0.1\%$ FS, 1.0 cm. Error Máximo: $\pm 0.2\%$ FS, 2.0 cm |
| Presión de rotura      | 310 kPa (45 psi) o 18 m (60 ft) profundidad                                |
| Frecuencia             | Posible desde 1 segundo a 18 horas   |
| Dimensiones            | 3.18 cm diámetro, 15.24 cm longitud  |
| Tiempo con una batería | 5 años con frecuencia de 1 minuto  |
| Memoria                | 21700 datos almacenables   |



**Figura 2.-** Esquema del nivel de agua del sistema lagunar

### Procesamiento de los parámetros fundamentales en la simulación

La segunda etapa comprendió el procesamiento de los parámetros fundamentales en la simulación como el coeficiente de Manning, el cual fue incluido de manera global con un valor de 0.033 determinado por las características del fondo lagunar (Ven Te Chow, 1994); la batimetría realizada con una ecosonda digital de alta precisión y los caudales de escorrentía que drenan al sistema (Universidad de Cartagena; EPA, 2015); el factor viento utilizando una estación meteorológica con la que se comprobó que su influencia es insignificante, las condiciones de contorno y las condiciones iniciales establecidas a partir de las variaciones obtenidas.

### Proyección del sistema para el año 2040 a partir del software Mike Hydro River

Por último, se realizó un análisis de la tendencia del ascenso del nivel del mar y se proyectaron los niveles de inundación futura del sistema de caños y lagos en el año 2040, para diferentes escenarios presentados época seca y época lluviosa, y con ascensos del nivel mar

mínimos y máximos según lo estimado como se presenta en la **Tabla 2**, por medio del software Mike Hydro River (licencia educativa suministrada por Danish Hydraulic Institute). Además, se identificaron los puntos de mayor inundación, y se contemplaron planes y estrategias de acción inmediata y mediano o largo plazo para mitigar el impacto urbano.

**Tabla 2.-** Escenarios proyectados para el año 2040

| Escenario a modelar | Ascenso del Nivel del Mar [mm/año] | Descarga por lluvia [m3/s] |
|---------------------|------------------------------------|----------------------------|
| 1                   | 3.7                                | 0                          |
| 2                   | 3.7                                | Promedio Q, Tr = 25 años   |
| 3                   | 5                                  | 0                          |
| 4                   | 5                                  | Promedio Q, Tr = 25 años   |
| 5                   | 7.2                                | 0                          |
| 6                   | 7.2                                | Promedio Q, Tr = 25 años   |

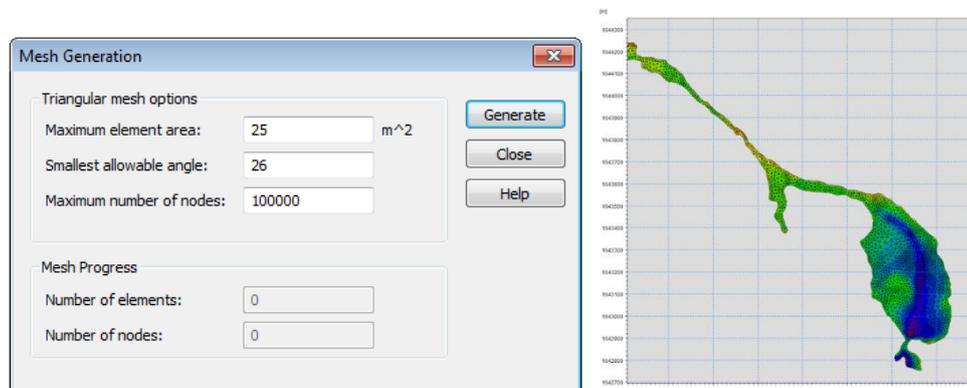
El modelo hidrodinámico planteado para la modelación por el software MIKE HYDRO RIVER se basa en un método de volumen finito de dos o tres dimensiones utilizando las ecuaciones de Navier-Stokes simplificadas sujetas a las hipótesis de Boussinesq y de la presión hidrostática para flujos incompresibles (densidad constante) de superficie libre en coordenadas cartesianas y considerando los postulados de Reynolds. Así, el modelo consiste de continuidad de caudal, de momento y de la temperatura.

Para el modelo en 3D la superficie libre se toma en cuenta utilizando un enfoque de transformación a coordenadas cartesianas, así la ecuación de continuidad se escribe como (DHI, 2015):

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = S \quad [1]$$

Donde S es la magnitud de descarga en un punto; x, y, z las coordenadas cartesianas y u, v y w las componentes de velocidad del flujo respectivamente.

Para la modelación fue necesario crear una malla de 13 200 000 m<sup>2</sup>, que fue discretizada en volúmenes de 25 m<sup>2</sup>, es decir, la modelación del sistema de caños y lagos se dividió en 528 000 cuerpos más pequeños (volumenes finitos) interconectados por medio de puntos o nodos, los cuales forman superficies y se comportan como volúmenes de control independientes, lo que a su vez son afectados por las condiciones de frontera que afectan al sistema estudiado como un todo. En la **Figura 3** se observa una franja del sistema lagunar, exactamente en la Ciénaga de las Quintas y parte del caño Bazurto, que corresponde a la malla triangular generada para el modelo.

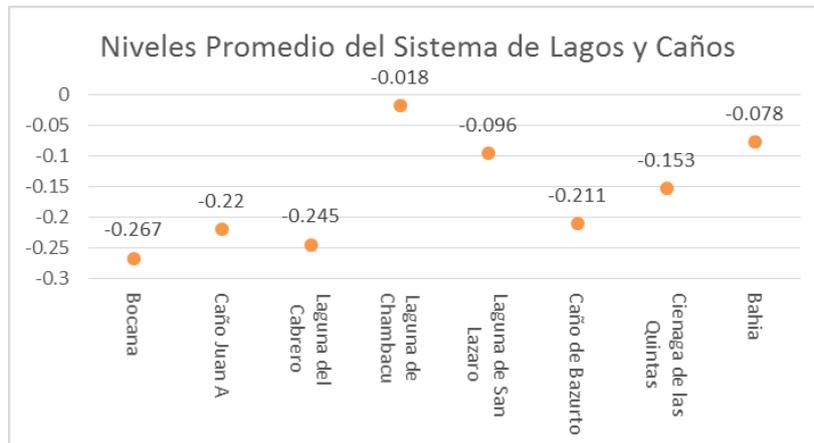


**Figura 3.-** Generación de malla en el cuerpo de agua Ciénaga de las Quintas

## RESULTADOS

### Monitoreo de la red hídrica de Cartagena, Colombia

A partir de las variaciones promedio obtenidas durante el 12 de agosto al 1 de octubre del 2016, se puede notar que la Bahía presentó el nivel más alto del sistema -0.078 m; siguiendo la laguna de San Lázaro con -0.096m, Laguna de Chambacú con -0.108 m, luego la Ciénaga de las Quintas con -0.153 m, el caño de Bazurto con -0.211 m; y por último Caño Juan Angola, Laguna del Cabrero y Ciénaga de la Virgen con -0.22 m, -0.245 m, -0.267 m respectivamente, como se muestra en la **Figura 3**.

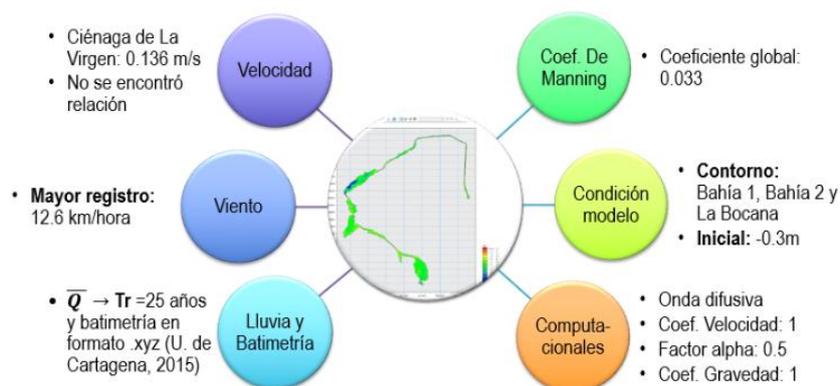


**Figura 3.-** Niveles promedios del sistema de caños y lagos

### Consideración de parámetros y modelación hidrodinámica del sistema de caños y lagos

#### Parámetros considerados

En la **Figura 4**, se presentan los parámetros considerados, de los cuales fueron medidos los factores viento, lluvia, batimetría y velocidad. Este último parámetro, fue medido con la finalidad de obtener una relación con lo arrojado por el software Mike Hydro River, pero solo se encontró relación con un cuerpo de agua, Ciénaga de la Virgen. Respecto a los factores como coeficiente de Manning, condiciones de contorno y parámetros computacionales fueron los utilizados para calibrar y verificar la modelación hidrodinámica realizada.



**Figura 4.-** Parámetros considerados en la simulación

#### Calibración y verificación de la modelación del sistema lagunar

Los datos empleados para realizar la calibración y validación del modelo hidrodinámico, fueron los registrados por los sensores HOBO que suministraban las variaciones de nivel de los cuerpos de agua intermedios entre la Bahía.

Para la calibración del modelo solo se ingresaron los datos de tres cuerpos en las condiciones de contorno (Bahía 1, Bahía 2 y Ciénaga de la Virgen) de un mes de monitoreo comprendido entre el 13 de agosto a las 12:00 pm al 13 de septiembre del 2016, obteniendo las variaciones para los cuerpos internos del sistema y por tanteo de los parámetros computacionales se calibró hasta obtener la menor discrepancia posible evidenciada por el coeficiente de correlación y determinación. Para verificar la simulación, se introdujeron los datos de nivel obtenidos en el periodo del 13 de septiembre a las 12:05 pm al 28 de septiembre a las 12:00 pm del 2016 y se determinó el error de la misma manera que en la calibración.

En la **Tabla 4**, se observan los coeficientes de correlación y de determinación determinados a partir de los datos simulados y medidos durante el proceso de la calibración y verificación, los cuales fueron altos, por lo que se puede decir que el modelo realizado se ajustó en gran medida a la realidad de los caños y lagos de Cartagena.

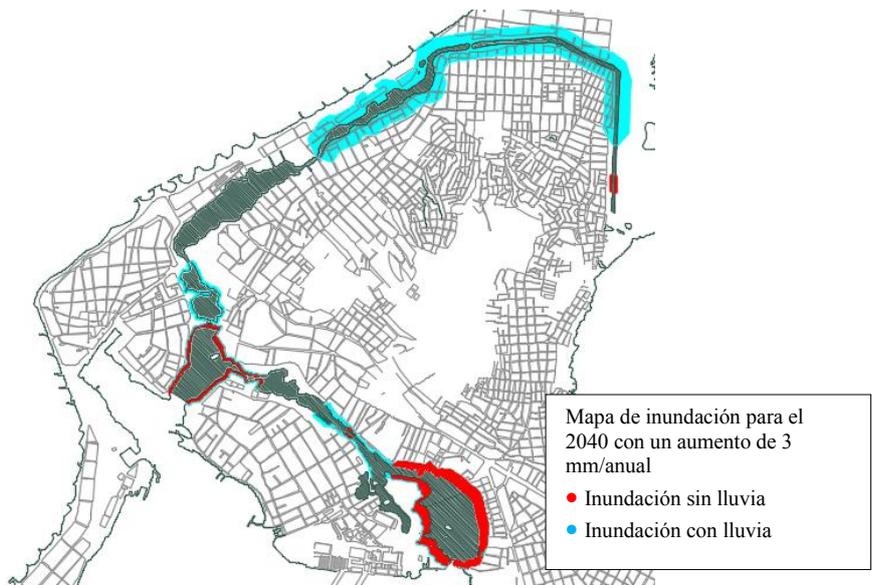
**Tabla 4.-** Coeficiente de correlación y determinación entre los datos simulados y observados

| CUERPO DE AGUA         | CALIBRACIÓN                |  | VERIFICACION               |  |
|------------------------|----------------------------|--|----------------------------|--|
|                        | COEFICIENTE DE CORRELACIÓN | COEFICIENTE DE DETERMINACIÓN (R <sup>2</sup> ) | COEFICIENTE DE CORRELACIÓN | COEFICIENTE DE DETERMINACIÓN (R <sup>2</sup> ) |
| Ciénaga de Las Quintas | 0.984                      | 0.968  | 0.877                      | 0.770  |
| Caño Bazurto           | 0.990                      | 0.981  | 0.994                      | 0.988  |
| Laguna de San Lázaro   | 0.990                      | 0.981  | 0.989                      | 0.979  |
| Laguna de Chambacú     | 0.993                      | 0.986  | 0.986                      | 0.973  |
| Laguna del Cabrero     | 0.936                      | 0.876  | 0.967                      | 0.935  |
| Caño Juan Angola       | 0.856                      | 0.732  | 0.829                      | 0.688  |

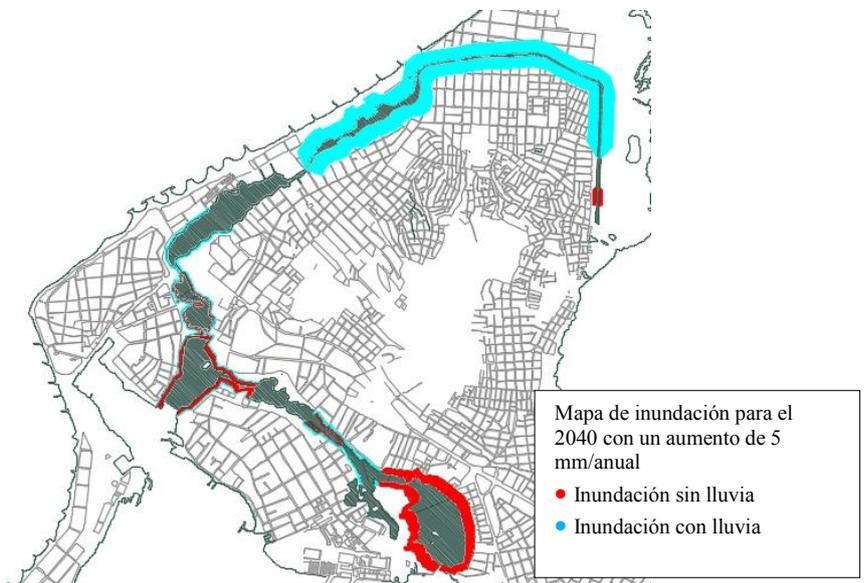
#### Proyección del sistema para el año 2040 a partir del software Mike Hydro River

A partir del registro histórico del ascenso del nivel del mar, suministrado por el IDEAM, se observó que la tendencia general durante los 39 años analizados es ascendente, donde al determinar la tasa promedio anual a partir del mínimo y máximo valor presentado en el año 1989 se obtiene que será de 3.71 mm/año a 7.2 mm/año, para la última variación se presenta una diferencia con la literatura puesto que dice será de máximo 5 mm/año, por lo que se tuvo en cuenta esta proyección para la simulación al 2040.

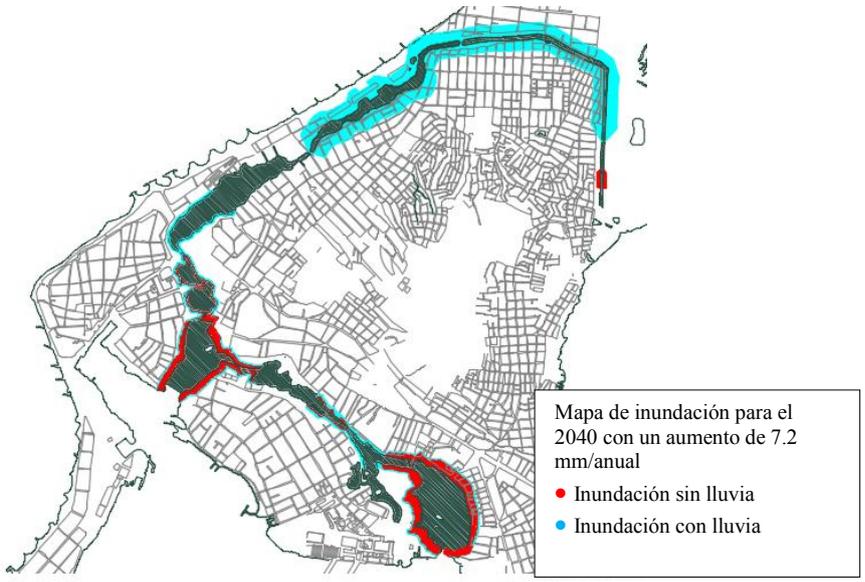
Desde la **Figura 5** a la **Figura 7** se presentan los escenarios de inundación para el 2040 teniendo en cuenta la proyección mínima, máxima y de 5 mm/año. En los eventos sin lluvia la lámina de agua por encima del borde oscilaba entre los 10 cm y 80 cm, donde uno de los cuerpos (Laguna del Cabrero) no se ve afectaba en ninguno de los tres crecimientos; en los eventos con lluvia se nota un crecimiento importante en el caño Juan Angola puesto que este alcanza una lámina de 1.2 m por encima del borde, además de que se ve afectada la Ciénaga de las Quintas con una lámina de 10 cm, siendo el cuerpo que presentó en dos zonas la misma columna de agua para los seis escenarios, 80 y 40 cm respectivamente. En general, en la mayoría de las zonas afectadas sin lluvia se presentaba la misma columna de agua para los tres crecimientos, de igual manera para los tres casos con lluvia.



**Figura 5.-** Plano de proyección mínima (3.6 mm/añual)



**Figura 6.-** Plano de proyección mínima (5.0 mm/añual)



**Figura 7.-** Plano de proyección mínima (7.2 mm/añual)

## **Planes y estrategias sugeridas en las zonas de inundación para la mitigación del impacto urbano**

Para establecer planes y estrategias que mitiguen el impacto urbano por inundación, es necesario seguir una serie de pasos para elegir la estructura, de los cuales solo se contemplaron los primeros (Universidad de Cartagena, EPA, 2015):

- Delimitar las zonas inundables. Se realizó a través de fotografías tomadas en la inspección de área de estudio que mostraban las zonas propensas a inundación, las cuales fueron ratificadas en la modelación hidrodinámica realizada en el sistema de Caños y Lagos de Cartagena.
- Determinar las causas de las inundaciones. Las principales causas son el desbordamiento, sedimentación y la falta de un plan de drenaje pluvial.
- Realizar estudios geológico, geotécnico, socioeconómico, ambiental e hidrológico para delimitar cuencas vertientes, analizar el uso de la tierra y las corrientes naturales que afectan la zona que se va a proteger, cuantificar clima, lluvias y caudales líquidos y sólidos. Esto implica definir magnitudes de los eventos extremos que pueden generar inundaciones.
- Realizar estudios geomorfológicos y de hidráulica fluvial para conocer la dinámica fluvial y estimar capacidades de los cauces, estabilidad, trayectorias y tendencias futuras, delimitación de zonas inundables para eventos extraordinarios e incidencia de obras civiles existentes y proyectadas.
- Diseñar las obras de mitigación de los efectos de las inundaciones y estimar sus costos.

Tomando como base las características hidráulicas del sistema lagunar de Cartagena y las condiciones de su entorno, se plantean acciones inmediatas, ecológicas y a mediano o largo plazo.

### **Acciones inmediatas**

Una de las soluciones sugeridas, principalmente en el Caño Juan Angola, es realizar un dragado, es decir, la extracción, transporte y vertido de materiales situados bajo el agua, de manera que el sistema de Caños y Lagos adquiera una mayor capacidad de retención de caudales y no presenten tantos desbordamientos, el cual se ha visto disminuido con el transcurrir de los años por la modificación de las secciones transversales por causa de la alta sedimentación y la disposición de residuos sólidos.

Los asentamientos ilegales (invasiones) a lo largo del sistema, son los principales perjudicados actualmente en época de precipitaciones, y han traído consigo la pérdida de la ronda hídrica y de la biomasa del manglar, un ecosistema irremplazable con un valor ecológico que no solo protege a las costas de la erosión, sino que también retiene sedimentos y sirve como regulador del flujo de agua de lluvia reduciendo el efecto de las inundaciones. Por tanto, aunque resulte complicado, se sugiere controlar el crecimiento de los asentamientos y el desplazamiento de las viviendas existentes a zonas seguras para impedir que sean damnificadas en cada evento de lluvia que se presente en la ciudad, mientras se implementan soluciones definitivas frente al cambio climático.

Otra solución es crear conciencia en los ciudadanos cartageneros para evitar que arrojen desperdicios, escombros o basuras al sistema de Caños y Lagos, de manera que no se impida la navegabilidad y libre circulación del agua, lo cual es vital para la interacción entre el mar y este sistema y para no generar represamientos e inundaciones.

### **Acciones ecológicas**

Las acciones ecológicas implican la implementación de los sistemas de drenaje urbano sostenible (SUDS), que están basados en la planificación y evolución territorial en conjunto con la naturaleza para la gestión de las aguas pluviales. Estas son medidas no estructurales que puede ayudar a mitigar en un gran porcentaje el problema de la inundación. Por ejemplo, cubiertas ecológicas, pavimentos permeables, depósitos de retención, jardines de lluvia, canales filtrantes y

humedales que permitan controlar o reducir los volúmenes de escorrentía y amortiguar los caudales pico, reduciendo la carga sobre la red de alcantarillado.

### **Acciones a mediano o largo plazo**

Las estructuras hidráulicas comúnmente utilizadas para la prevención de inundaciones y que aplican en el marco del sistema de Caños y Lagos son: los diques de contención, los bypass y los alcantarillados pluviales.

Los diques de contención consisten en terraplenes de gran longitud que evitan que los niveles altos de cualquier corriente fluvial desborden e inunden grandes extensiones de tierra con interés económico. Los bypass son túneles y canales auxiliares con dirección paralela a la corriente original evacuando los excesos cuando el nivel del agua supera un límite establecido. El alcantarillado pluvial es usado para la evacuación de las escorrentías en las áreas urbanas, está compuesto por canales, tuberías, sumideros, cunetas y otros elementos (Universidad de Cartagena, EPA, 2015).

## **CONCLUSIONES**

Se resalta la influencia de las precipitaciones en el aumento de los niveles, principalmente en la Ciénaga y en el caño Juan Angola, producto de la gran extensión de la primera y de la comunicación directa que tiene con el caño. Finalmente se infiere que la entrada del mar por la bahía y principalmente la Bocana rige el comportamiento (ascenso y descenso) en los cuerpos de agua del sistema, ya que estos al ser más pequeños, reciben los volúmenes suministrados por el mar.

Todos los escenarios proyectados sufren inundaciones que afectarían diferentes sectores y poblaciones de la ciudad de Cartagena teniendo en cuenta que la lámina de agua en los tres escenarios sin lluvia era muy parecida, pero diferían en que a medida que aumentaba el crecimiento se presentaba más zonas inundables, lo mismo para los casos con precipitaciones, siendo el Caño Juan Angola el más perjudicado por la presencia de una lámina de agua de 1.2 m por encima del borde. A partir de lo anterior, las soluciones sugeridas, principalmente en el Caño Juan Angola, es realizar un dragado; controlar el crecimiento de los asentamientos y el desplazamiento de las viviendas existentes a zonas seguras para impedir que sean damnificadas en cada evento de lluvia que se presente en la ciudad, mientras se implementan soluciones definitivas frente al cambio climático; crear conciencia en los ciudadanos cartageneros para evitar que arrojen desperdicios, escombros o basuras al sistema de Caños y Lagos; y la implementación de estructuras de protección costera y de los sistemas de drenaje urbano sostenible (SUDS), que están basados en la planificación y evolución territorial en conjunto con la naturaleza para la gestión de las aguas pluviales.

## **AGRADECIMIENTOS**

Los autores agradecen al Danish Hydraulic Institute (DHI) por el préstamo del programa MIKE HYDRORIVER, a la firma KOMOGU SAS por sus aportes en el desarrollo de la investigación y al Establecimiento Público Ambiental (EPA) de la ciudad de Cartagena por su apoyo durante el trabajo de campo.

## **REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

**Alcaldía de Cartagena de Indias**, et al. (2014). Plan 4C: Cartagena de Indias Competitiva y Compatible con el Clima.

**Cañate D. & Guman M.**, (2017). Proyección de los niveles de inundación actual y futura en el sistema de lagos y caños de la ciudad de Cartagena, Universidad de Cartagena.

**DHI**. (2015). Mike 21 and Mike 3 Flow Model Fm. Hydrodynamic Module, Short descriptions.

**INVEMAR**, et al. (2014). Integración de la adaptación al cambio climático en la planificación territorial y

gestión sectorial de Cartagena de Indias. Editores: Rojas G., X., M. Ulloque R. y M. Lacoste. Serie de Publicaciones Generales del Inveemar No. 62, Santa Marta, 222.

**INVEMAR; Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible; Alcaldía de Cartagena de Indias; Climate & Development Knowledge Network.** (2012). Lineamientos de adaptación al cambio climático para Cartagena de Indias. En Proyecto integración de la Adaptación al Cambio Climático en la Planificación territorial y Gestión sectorial de Cartagena.

**ONSET.** (2016). *HOBOWare User's Guide*.

**Universidad de Cartagena; EPA.** (2015). DISEÑO DE SISTEMA INTELIGENTE DE MONITOREO DE CALIDAD AMBIENTAL DEL DISTRITO DE CARTAGENA. Cartagena.

**Universidad de Cartagena, EPA.** (2015). Sistema Inteligente de Monitoreo de calidad ambiental del recurso hídrico de la ciudad de Cartagena en el parque línea de caños y lagos internos. En DISEÑO DE SISTEMA INTELIGENTE DE MONITOREO DE CALIDAD AMBIENTAL DEL DISTRITO DE CARTAGENA.

**Ven Te Chow.** (1994). Hidráulica de canales abiertos

**ONSET.** (2016). *HOBOWare User's Guide*.

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

**SIMULACIÓN DE LAS CONDICIONES DE SEDIMENTACIÓN EN UN  
ESTUARIO CON UNA SINGULARIDAD BATIMÉTRICA**

**Rodrigo dos S. Peixoto<sup>a</sup>, Rodrigo A.G. Silva<sup>a</sup>, Beatriz M. Marino<sup>b</sup>, Luis P. Thomas<sup>b</sup>, Marcos N. Gallo<sup>a</sup>**

<sup>a</sup>Área de Engenharia Costeira, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil  
rodrigo.speixoto@poli.ufrj.br; {rodrigoamado,marcosgallo}@oceanica.ufrj.br;

<sup>b</sup>Grupo Flujos Geofísicos y Ambientales, CIFICEN, CONICET-UNCPBA, Pinto 399, 7000 Tandil, Argentina  
{bmarino, lthomas}@exa.unicen.edu.ar

**RESUMEN:**

Se presentan los resultados de la implementación del código numérico *SisBaHiA* para estudiar, mediante el tratamiento euleriano del transporte de limos y arenas, las consecuencias de la ocurrencia de eventos extremos en el estuario del río Quequén Grande (Buenos Aires, Argentina). Se analizan tres escenarios: uno de ellos representa la condición más frecuente encontrada con caudal mínimo constante y aporte exclusivo de material fino en suspensión. Los otros dos escenarios representan situaciones posteriores a la caída de precipitaciones importantes en la cuenca con transporte de arenas que siguen hidrogramas de pulsos de crecidas. Se encuentra que, en condiciones de descarga normal del río, solo los sedimentos finos son transportados mientras que las arenas permanecen depositadas sobre el lecho del estuario. El transporte de las arenas tiene lugar sólo durante las crecidas, generando erosión en los tramos estuarinos medio y superior y sedimentación en el tramo inferior. El trabajo realizado constituye un significativo avance en la validación de una herramienta con cuya aplicación se espera dar respuestas a problemas recurrentes en un estuario cuya forma original fue notoriamente modificada por la construcción de un complejo portuario de aguas profundas.

**ABSTRACT:**

This study aims to introduce the *SisBaHiA* numerical code results by means of the eulerian treatment of the silt and sand transport, which are related to the consequences of extreme meteorological events in the Quequén Grande River estuary (Buenos Aires, Argentina). Three scenarios are analysed. One of them represents the more frequent situation that is characterized by minimum constant flow and exclusive supply of fine-grained suspended sediments. The remaining two scenarios represent post-heavy rains situations characterized by sediment transport due to peak discharge. Under normal river discharge conditions, fine-grained sediments are only transported while sands remain on the estuarine bed. The sand transport occurs during the floods, generating erosion in the upper and middle parts of the estuary and settling in the lower part. This study represents a significant advance in the validation of a tool whose application will help solve recurrent problems in a modified estuary.

**PALABRAS CLAVES:** modelación numérica, transporte de sedimentos, Quequén Grande

## INTRODUCCIÓN

Los estuarios albergan una significativa diversidad de especies y materia particulada en suspensión con capacidad de retener y transformar una notable cantidad de nutrientes y agentes contaminantes. De aquí la importancia económica y ecológica que conllevan y la necesidad de comprender aspectos de su dinámica hidro-sedimentológica para prevenir el deterioro del recurso hídrico. La principal dificultad en el estudio de los mismos es que la descarga de los ríos, el rango de marea y la distribución de los sedimentos cambian continuamente; por lo tanto, algunos estuarios nunca llegan a ser sistemas estables y por su carácter de ambientes únicos en su naturaleza, no suelen ser comparables. Las principales forzantes (e.g. descarga fluvial, marea, eventos meteorológicos) generan flujos particulares que son difíciles de analizar teóricamente ya que dependen de una variedad de factores (e.g. geometría del cauce, características y volumen de las partículas transportadas, tipología de las márgenes, clase y forma del lecho, etc.) que pueden variar con el tiempo. Por su parte, los trabajos de campo que deben planificarse con relativa antelación no siempre pueden realizarse en los tiempos en los que los eventos de interés ocurren. Dada la complejidad de los procesos presentes y la variedad de sus interrelaciones, una forma ventajosa de evaluar las consecuencias de distintos escenarios es utilizando la modelación numérica. Así, es posible prever el comportamiento estuarino ante situaciones excepcionales, reales o hipotéticas, evaluar la gravedad de sus efectos y determinar tanto las áreas afectadas como el tiempo para retornar a la situación habitual, ayudando a establecer las estrategias de mitigación de daños más apropiadas en cada caso.

En este trabajo se reportan los resultados de simulaciones numéricas del comportamiento hidrodinámico y del transporte de sedimentos en el tramo inferior del estuario del río Quequén Grande (Buenos Aires, Argentina). Este sistema interesa particularmente porque su forma original fue notoriamente modificada por la construcción de un complejo portuario de aguas profundas dedicado principalmente al comercio de granos y sigue siéndolo debido a nuevas obras de infraestructura y dragado. Se caracteriza por un notorio salto de profundidad que separa los tramos superior y medio de unos 3-5 m de profundidad del tramo final de unos 12 m de profundidad que abarca los últimos 2km donde se localiza Puerto Quequén (Figura 1). Previamente, Thomas et al. (2016) utilizaron el módulo de transporte lagrangiano del programa de modelación numérica *Sistema Base de Hidrodinámica Ambiental, SisBaHiA* (Rosman, 2017) desarrollado por la *Fundación Coppetec* (Universidad Federal de Río de Janeiro, Brasil), para encontrar las tendencias del transporte y sedimentación de los elementos inorgánicos en suspensión advectados a través del sistema en condiciones de descarga fluvial constante. En el presente estudio, se profundiza la investigación mediante la utilización del tratamiento euleriano del transporte de sedimentos que toma en cuenta los mecanismos de erosión del lecho y sedimentación. Se estudian las situaciones posteriores a la ocurrencia de lluvias importantes, cuando la descarga y el flujo de sedimentos aportados por el río presentan máximos y luego decrecen paulatinamente. Se consideran dos tamaños de partículas que representan la carga de lavado (limo) y el transporte de arenas.

## DESCRIPCIÓN DEL MODELO HIDRODINÁMICO

Las simulaciones fueron realizadas con el módulo hidrodinámico de dos dimensiones horizontal 2DH, acoplado al módulo de transporte de sedimentos del programa *SisBaHiA* (Rosman, 2017). El modelo matemático se basa en las ecuaciones de balance de momentum en la aproximación de aguas someras para escurrimientos integrados en la vertical, dadas por:

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + V \frac{\partial U}{\partial y} = -g \frac{\partial \zeta}{\partial x} + \frac{1}{\rho_0(h+\zeta)} \left[ \frac{\partial \{(h+\zeta)\tau_{xx}\}}{\partial x} + \frac{\partial \{(h+\zeta)\tau_{xy}\}}{\partial y} + (\tau_x^S + \tau_x^B) \right] \quad [1]$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + U \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial V}{\partial y} = -g \frac{\partial \zeta}{\partial y} + \frac{1}{\rho_0(h+\zeta)} \left[ \frac{\partial \{(h+\zeta)\tau_{xy}\}}{\partial x} + \frac{\partial \{(h+\zeta)\tau_{yy}\}}{\partial y} + (\tau_y^S + \tau_y^B) \right] \quad [2]$$

y la ecuación de continuidad

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial U(h+\zeta)}{\partial x} + \frac{\partial V(h+\zeta)}{\partial y} = 0 \quad [3]$$

donde  $t$  es el tiempo,  $x$  e  $y$  son las coordenadas en la dirección oeste-este y sur-norte respectivamente,  $H(x,y,t) = \zeta+h$  es la profundidad total de la columna de agua con  $h(x,y,t)$ : profundidad del lecho y  $\zeta(x,y,t)$ : altura de la superficie del agua con respecto al nivel de referencia,  $U$  y  $V$  son las componentes promediadas en la vertical de las velocidades en las direcciones  $x$  e  $y$  respectivamente,  $g$  es la aceleración de la gravedad,  $\rho_0$  es la densidad del agua,  $\tau_{xx}$ ,  $\tau_{xy}$ ,  $\tau_{yx}$  y  $\tau_{yy}$  son las componentes del esfuerzo de corte debido a la turbulencia,  $\tau_x^B$  y  $\tau_y^B$  son las componentes del esfuerzo de corte sobre el lecho, y  $\tau_x^S$  y  $\tau_y^S$  son las componentes del esfuerzo de corte sobre la superficie del agua generado, por ejemplo, por el viento.

El esfuerzo de corte sobre el lecho se regula mediante el coeficiente  $k_s$  o altura equivalente de la rugosidad del lecho (Abbott y Basco, 1989). El tratamiento de la turbulencia se basa en la técnica de filtrado y es autoajutable en la escala de sub-grilla. La discretización espacial en el plano horizontal  $x$ - $y$  del dominio se realiza mediante elementos finitos lagrangianos iso-paramétricos. Las variables del escurrimiento y los parámetros del dominio se definen por polinomios lagrangianos cuadráticos en una malla de elementos cuadrangulares. Se aplican esquemas de diferencias finitas de segundo orden para las derivadas temporales, utilizándose el esquema de Crack-Nicholson para los términos lineales y una factorización implícita de segundo orden en los no lineales (Rosman, 2017).

### Modelo de transporte

El modelo de transporte de sedimentos (Peixoto et al., 2017) considera las ecuaciones de transporte advectivo-difusivo integrado en la vertical en el sistema de referencia euleriano y los flujos de erosión y sedimentación en el lecho por medio de:

$$\frac{\partial C}{\partial t} + U \frac{\partial C}{\partial x} + V \frac{\partial C}{\partial y} = \frac{1}{H} \frac{\partial}{\partial x} \left( T_{xx} \frac{\partial C}{\partial x} + T_{xy} \frac{\partial C}{\partial y} + T_{xt} \frac{\partial C}{\partial t} \right) + \frac{1}{H} \frac{\partial}{\partial y} \left( T_{yx} \frac{\partial C}{\partial x} + T_{yy} \frac{\partial C}{\partial y} + T_{yt} \frac{\partial C}{\partial t} \right) - \frac{C}{H} (q_P - q_E + q_{Ia}) + \sum R \quad [4]$$

donde  $C$  es la concentración media de sedimentos en suspensión;  $q_P$ ,  $q_E$  y  $q_I$  son los caudales ( $m^3/m^2s$ ) por unidad de área que ingresan o salen del sistema debidos a la precipitación, la evaporación y la infiltración respectivamente. Los términos  $T_{ij}$  (donde  $i, j$  corresponden a  $x, y, t$ ) dan cuenta de la difusión y dispersión horizontal, y:

$$\sum R = \frac{1}{H} (E - D) + I \quad [5]$$

da cuenta de los procesos de erosión ( $E$ ), sedimentación ( $D$ ) y de otras fuentes y sumideros ( $I$ ). Los procesos de erosión y sedimentación se activan de acuerdo al esfuerzo de corte en el fondo  $\tau_0$  calculado generado por las corrientes en una determinada posición. Cuando  $\tau_0 < \tau_{c,D}$  (= tensión de deposición), el flujo de la deposición del sedimento suspendido en el sitio se calcula con la fórmula de Krone (1962):

$$D = W_s C_F \left[ \frac{\tau_{c,D} - \tau_0}{\tau_{c,D}} \right] \quad [6]$$

donde  $D$  es el flujo de la deposición de sedimentos en el fondo ( $kg/m^2s$ ),  $\tau_{c,D}$  es el esfuerzo crítico de deposición ( $N/m^2$ ),  $W_s$  es la velocidad de sedimentación ( $m/s$ ) en función del diámetro del

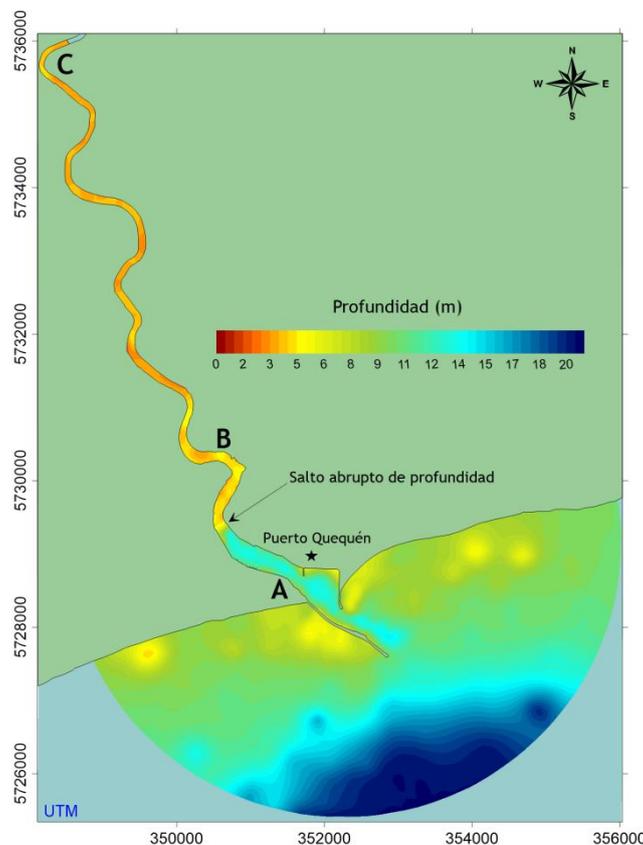
sedimento, y  $C_F$  es la concentración de sedimentos en el fondo ( $\text{kg/m}^3$ ) obtenida mediante el cálculo del perfil analítico de las concentraciones de Rouse en función de la concentración media de la columna de agua. Por el contrario, si  $\tau_0 > \tau_{c,E}$ , los sedimentos que yacen sobre el lecho son movilizadas y transportadas por la corriente. El flujo de la erosión se calcula con la ecuación de Partheniades (Ariathurai y Arulanandan, 1978):

$$D = \beta_v \rho_D \left[ \frac{\tau_0 - \tau_{c,E}}{\tau_{c,E}} \right], \quad \rho_D = (1 - p) \rho_s \quad [7]$$

donde  $E$  es el flujo de sedimentos incorporados a la corriente provenientes de la erosión del fondo ( $\text{kg/m}^2\text{s}$ ),  $p$  es la porosidad del lecho,  $\tau_{c,E}$  es el esfuerzo crítico de erosión ( $\text{N/m}^2$ ),  $\rho_D$  es la masa específica (seca) del lecho erosionado ( $\text{kg/m}^3$ ), y  $\beta_v$  es la velocidad de erosión ( $\text{m/s}$ ).

### Malla y condiciones de borde

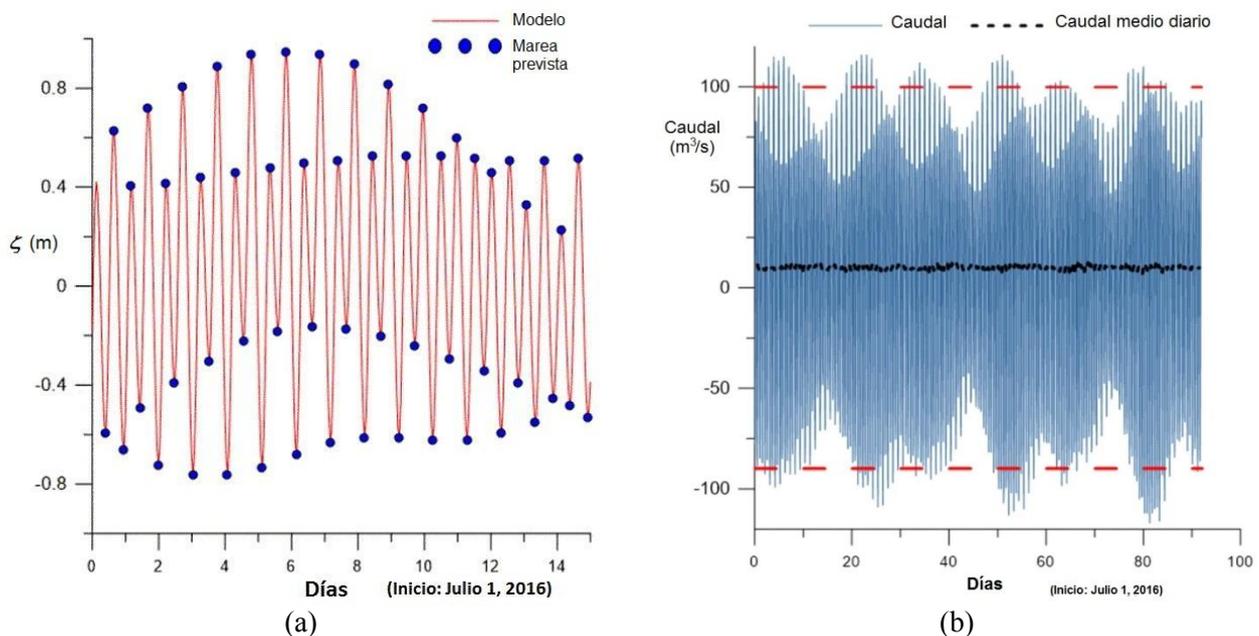
La Figura 1 presenta la malla establecida en todo el dominio, conformada por 738 elementos cuadrangulares iso-paramétricos de 9 nodos por elemento (total de nodos = 3287). El modelado hidrodinámico tiene dos condiciones de contorno abiertas: una en la cabecera del estuario donde se establece el caudal del río (distribuido como caudales específicos en cada nodo), y otra en el mar donde se define la altura del nivel del agua considerando la marea astronómica generada por sus componentes armónicas (Piccolo y Perillo, 1997). La rugosidad efectiva del fondo  $k_s$  se determina considerando las arenas que componen el lecho, adoptándose el valor constante 0.03 m (Abbott y Basco, 1989). El tiempo total simulado es de 3 meses, suficiente para obtener valores estables e independientes de las condiciones iniciales (nivel medio y velocidad nula). El intervalo temporal de cálculo  $\Delta t$  es 30 s.



**Figura 1.-** Malla numérica implementada y batimetría. Los puntos A, B, y C marcan los sitios donde se miden las alturas y los caudales para calibrar el modelo. Las coordenadas corresponden a la proyección UTM, Zona 21 Sur.

## Calibración y validación del modelo

La calibración del modelo se hace por etapas. Primero se comparan las series temporales del nivel de la superficie del agua en la zona portuaria pronosticado por el Servicio de Hidrografía Naval (SHN) argentino y el modelado (Figura 2a). Las componentes de marea dominantes son las M2 y K1 con amplitudes de 0.38 m y 0.16 m respectivamente. Se encuentran diferencias inferiores al 10% en la amplitud y de 5 min en la fase con respecto a los valores reportados por Piccolo y Perillo (1997). Posteriormente los resultados para el caudal proporcionado por el modelo se validan con las mediciones efectuadas en la sección transversal A que se encuentra en la zona portuaria (Thomas et al., 2017), cuando la descarga del río es 10 m<sup>3</sup>/s. El caudal en la zona portuaria oscila entre 50 (40) y 120 (110) m<sup>3</sup>/s durante el reflujos (flujo) con mareas de cuadratura y sicigia respectivamente. Se encuentra una relación entre los caudales medidos durante el reflujos y el flujo de 1.12, indicando la dominancia del reflujos. Esta relación es de 1.09 cuando se consideran los resultados del modelado numérico, mostrando un acuerdo razonable con las mediciones.



**Figura 2.-** (a) Nivel de la superficie del agua en el tramo portuario del estuario calculado con el modelo (línea roja) y valores previstos por el SHN durante la pleamar y bajamar (puntos azules). (b) Evolución del caudal simulado durante el flujo [valores negativos] y reflujos [valores positivos] en la sección transversal de referencia (línea azul), caudal medido (línea roja) y caudal neto medio en el sitio A (línea negra).

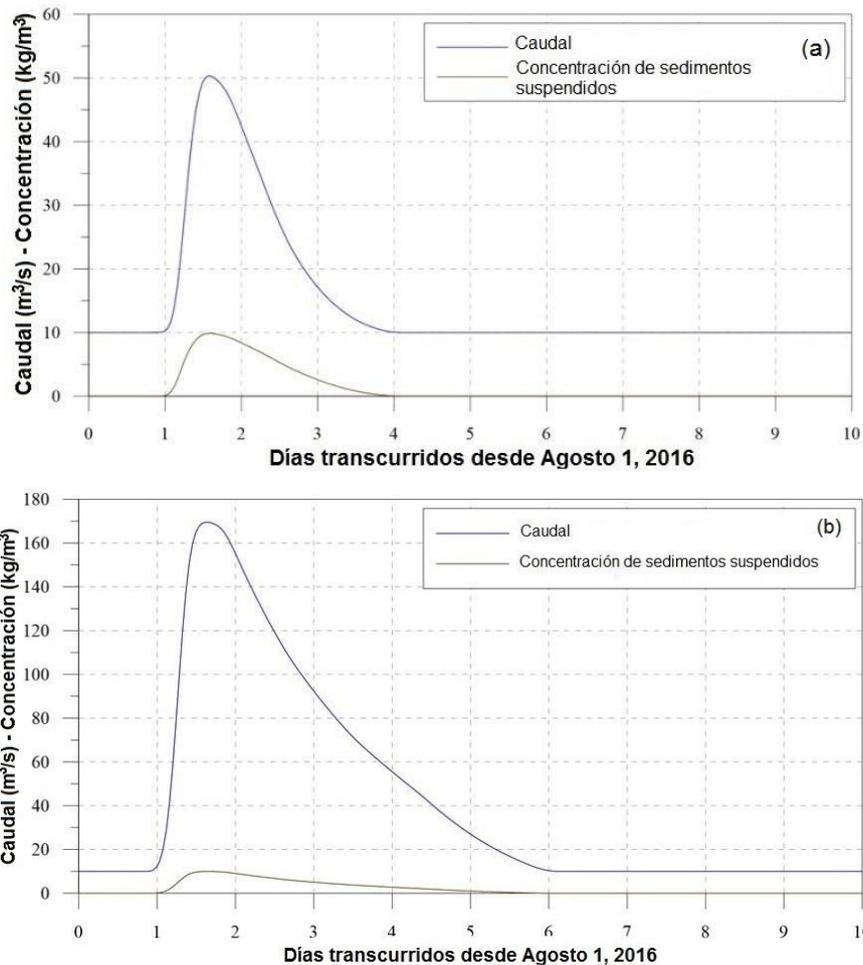
## Escenarios de simulación

Para el análisis de la sedimentación se consideran los dos tipos de material dominante transportados por el río Quequén Grande: limo fino, que compone la carga de lavado (Sedimento 1 – tamaño  $d = 10 \mu\text{m}$ ), y arenas (Sedimento 2 –  $d = 90 \mu\text{m}$ ). Se establecieron tres escenarios de modelación considerando diferentes aportes fluviales y cargas de sedimentos que se describen en la Tabla 1. El escenario 1 representa la condición más frecuente en el estuario con un caudal constante de 10 m<sup>3</sup>/s (es decir, cuando tienen lugar escasas o nulas precipitaciones) y aporte solamente de la carga de lavado. Los escenarios 2 y 3 involucran situaciones posteriores a la ocurrencia de precipitaciones importantes en la cuenca (Figura 3). El escenario 2 representa una situación donde el río aporta una concentración constante de sedimentos finos y una carga de arena que varía con el hidrograma típico que se presenta después de una lluvia de menos de 50 mm en la zona, usual de mayo a septiembre, y considerando un pulso de crecida de 3 días con caudal máximo de 50 m<sup>3</sup>/s. El escenario 3 representa el caso de un aporte de sedimentos finos con concentración constante, mientras que la carga de arena sigue el hidrograma extraordinario (lluvias excepcionales superiores

a 170 mm como la registrada entre el 23 y 25 de agosto de 2014), y considerando un pulso de crecida de 5 días con caudal máximo de 170 m<sup>3</sup>/s. Además del aporte del río, los limos finos y arenas están disponibles en el lecho para su eventual movilización. Como criterio de movilidad se establecen esfuerzos de corte de 0.155 N/m<sup>2</sup> para el sedimento 2 y 0.070 N/m<sup>2</sup> para el sedimento 1.

**Tabla 1.-** Escenarios de simulación planteados.

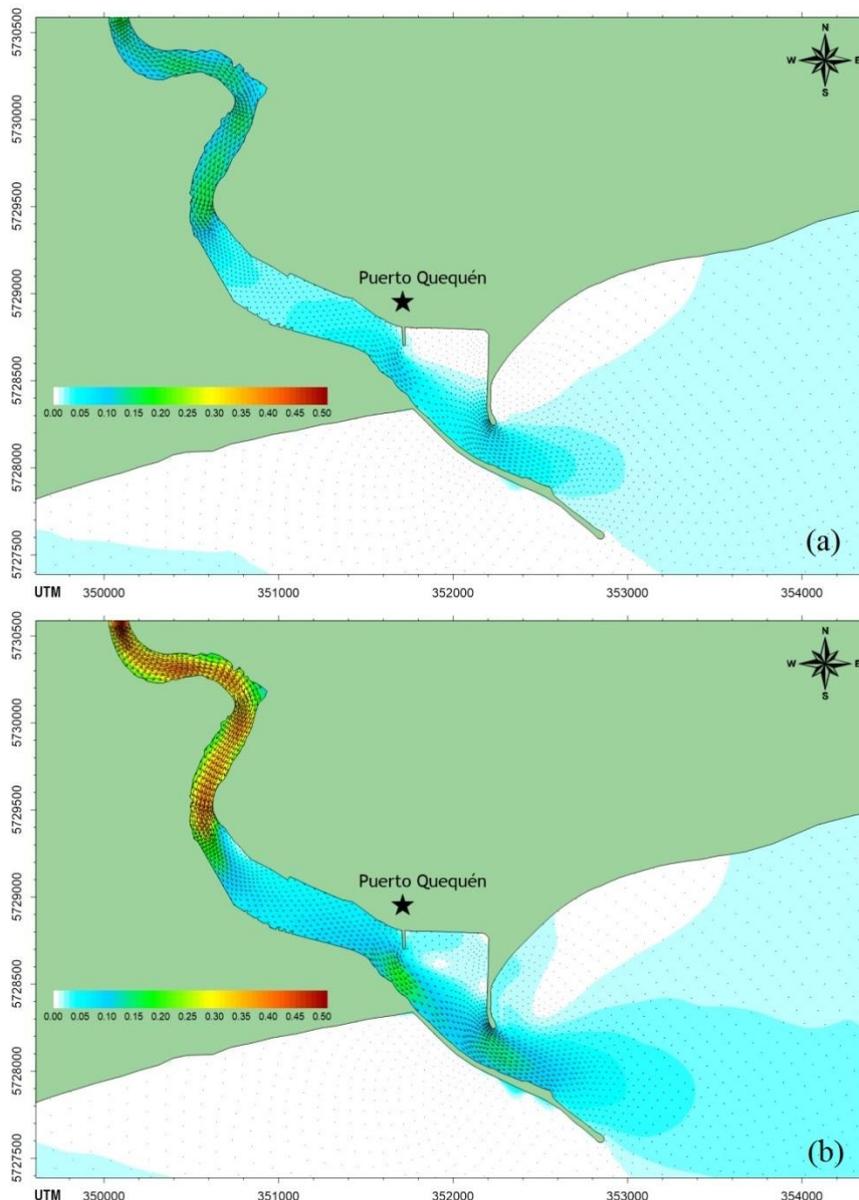
|   | Caudal (m <sup>3</sup> /s) | Concentración Sed 1 (mg/l) | Concentración Sed 2(mg/l) |
|---|----------------------------|----------------------------|---------------------------|
| 1 | 10                         | 10                         | 0                         |
| 2 | 10-50                      | 10                         | 0-10                      |
| 3 | 10-170                     | 10                         | 0-10                      |



**Figura 3.-** Hidrograma y curvas de concentración del Sedimento 2 utilizados como condiciones de contorno en el río para los escenarios 2 (a) y 3 (b).

## RESULTADOS

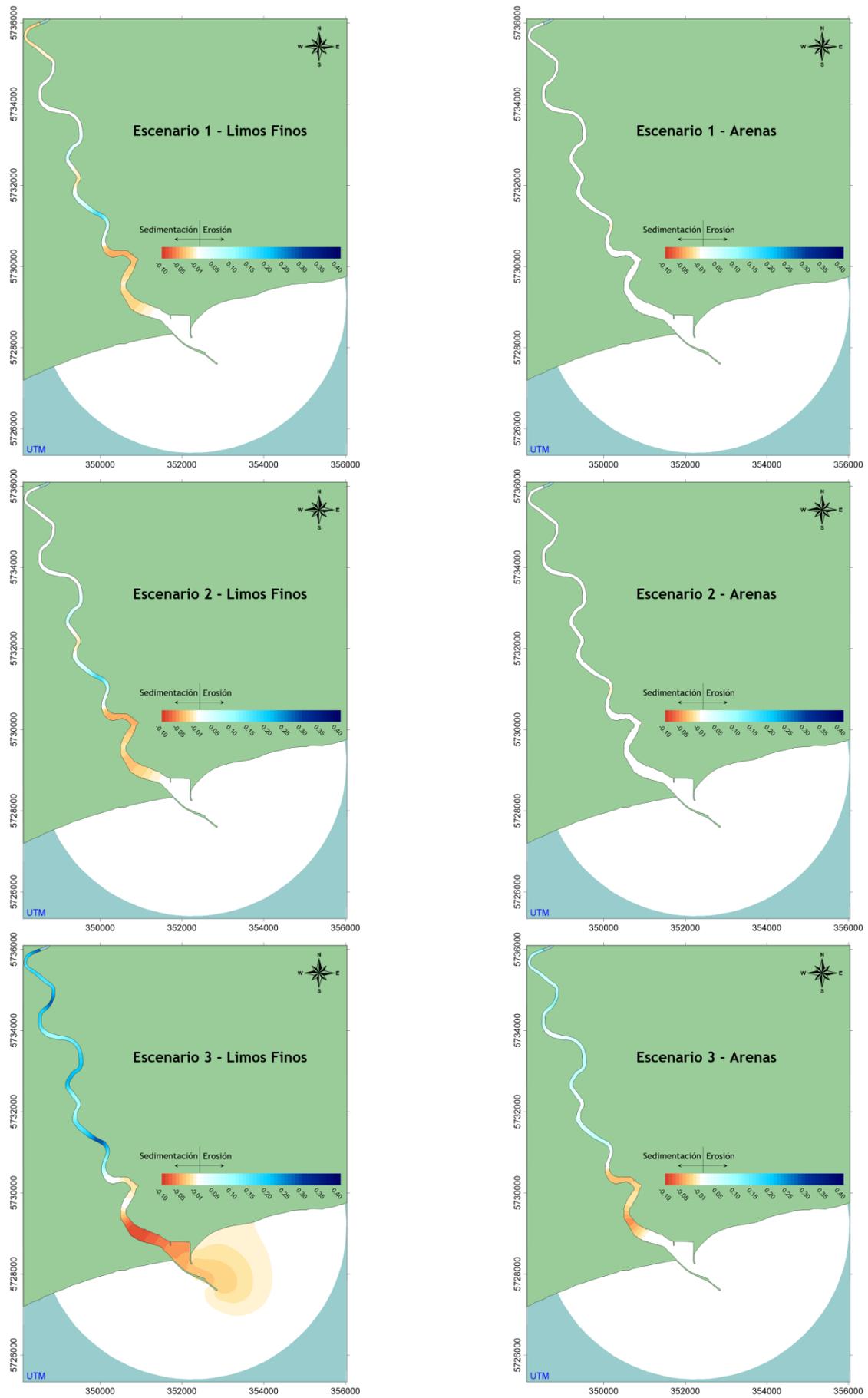
Los resultados de la simulación hidrodinámica en los tres escenarios no muestran variaciones significativas de las corrientes en la zona portuaria. Esto se debe a que los caudales fluviales simulados, constantes y con crecida (50-170 m<sup>3</sup>/s), son del mismo orden que los del flujo entrante desde el mar por acción de la marea que oscilan entre 40 y 110 m<sup>3</sup>/s con mareas de cuadratura y sicigia. También, y debido a los dragados periódicos, la región portuaria presenta secciones hidráulicas mayores que el resto del estuario y las corrientes disminuyen (Figura 4) en el sentido aguas arriba (0.3 - 0.5 m/s, según el caudal) o aguas abajo (0.10 - 0.15 m/s) del escalón.



**Figura 4.-** Velocidad de corriente (en m/s) para el: (a) escenario 1 y (b) escenario 3, durante el refluo.

Ante situaciones hidráulicas y sedimentológicas normales (escenario 1), el estuario analizado ofrece una tendencia a depositar los sedimentos finos en la zona portuaria, preferentemente cerca del escalón de profundidad (Figura 5). Los caudales de este escenario no generan un transporte de arenas depositados en el lecho estuarino. Los esfuerzos de corte en el fondo son inferiores a  $0.15 \text{ N/m}^2$  en todo el estuario, y por lo tanto las arenas no se ponen en movimiento; por otra parte, estas sedimentarían rápidamente de existir en suspensión. Solamente durante las crecidas (escenarios 2 y 3), cuando las tensiones en el fondo superan  $0.20 \text{ N/m}^2$ , ocurre la movilización de las arenas.

De acuerdo a la Figura 5, los episodios de crecida (escenarios 2 y 3) causan cambios en los patrones morfológicos, con erosión aguas arriba del escalón y sedimentación aguas abajo del mismo. Una vez finalizada la crecida, el estuario retorna a su patrón normal (o sea al escenario 1). Los sedimentos se depositan siguiendo la típica secuencia que consiste en la decantación primero de las arenas y luego de los sedimentos finos. Las mayores alteraciones batimétricas observadas fueron aquellas causadas por la crecida extraordinaria simulada en el escenario 3, con una altura total de sedimentación del orden de  $0.10 \text{ m}$ , dominada por sedimentos finos. Debe considerarse que no existen registros de la concentración de sedimentos transportada en estas situaciones. Por lo tanto, si



**Figura 5.-** Evolución batimétrica para cada escenario simulado y para los dos tipos de sedimentos usados.

la concentración  $C$  fuese mayor que la máxima considerada ( $= 10 \text{ mg/l}$ ), el depósito sobre el lecho también sería mayor en similar proporción.

## CONCLUSIONES

El trabajo realizado constituye un significativo avance en la validación de una herramienta con cuya aplicación se espera dar respuestas a problemas instalados desde hace tiempo. Estos se relacionan con el comportamiento de los sedimentos suspendidos, su incidencia en los mecanismos erosivos (aguas arriba del escalón) y sedimentarios (aguas abajo de escalón), la predictibilidad de su transporte ante diferentes situaciones de descarga del río (i.e., muy baja descarga fluvial o crecidas esporádicas y repentinas), variaciones extraordinarias de la marea y eventuales cambios en la morfología o batimetría. En particular, los resultados confirman las condiciones favorables para la sedimentación selectiva en la zona portuaria donde el dragado periódico es necesario para mantener la navegabilidad de los grandes buques cargueros de granos.

Por otro lado, bajo condiciones de buen tiempo, el estuario del río Quequén Grande se comporta como un sistema de baja energía que puede favorecer la floculación y agregación del material fino, alterando los patrones de sedimentación de las partículas suspendidas. En este estudio, no se consideraron en las simulaciones los efectos de la floculación. Sin embargo, Thomas et al. (2017) reportaron flóculos de unos 0.3 mm de tamaño constituidos por partículas inorgánicas de limo y arcilla, y material biológico. La densidad de estos elementos en suspensión es mucho menor que la de los elementos inorgánicos, por lo que puede inferirse que el transporte y deposición de los flóculos es completamente diferente a lo reportado aquí. La simulación de esta problemática constituye el siguiente desafío a enfrentar.

## AGRADECIMIENTOS

Este trabajo fue financiado con fondos del Proyecto de Cooperación internacional CONICET (Res. 010/14-Argentina) – FAPERJ (Edital 26/2013-Brasil), y PICT ANPCyT 2659/14 (Argentina).

## REFERENCIAS

- Abbott, M.B. y D.R. Basco (1989).** *Computational fluid mechanics. An introduction for engineering.* Longman Group UK Limited, Harlow.
- Ariathurai, R. y K. Arulanandan (1978).** "Erosion rates of cohesive soils." *Journal of the hydraulics division*, Vol. 104, No. 2, pp. 279-283.
- Krone, R.B. (1962).** "Flume studies of the transport of sediment in estuarial shoaling processes." Final report prepared for San Francisco District Corps of Engineers.
- Peixoto R.S., P.C.C. Rosman, S.B. Vinzon (2017).** "A morphodynamic model for cohesive sediments transport." *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Vol. 22, e57.
- Pereyra M.G., B.M. Marino, R.N. Szupiany, L.P. Thomas (2014).** "Hydrodynamics and sediment dynamics of an estuary with an abrupt depth step." *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 52, No. 4, pp. 532-544.
- Piccolo M.C., G. Perillo (1997).** "Características de las mareas en Puerto Quequén." *Proceedings 19<sup>na</sup> Reunión Científica AAGG*, San Juan, Argentina.
- Rosman P. (2017).** "Referência Técnica do SisBaHiA", <http://www.sisbahia.coppe.ufrj.br>.
- Thomas L.P., M.G. Pereyra, M.N. Gallo, B.M. Marino (2016).** "Calibración del modelo numérico *SisBahia* para el transporte de sedimentos en un estuario micromareal", *Proceeding del XXVII Congreso Latinoamericano de Hidráulica*, Lima, Perú.
- Thomas, L. P. y B.M. Marino (2016).** "Estimación del caudal a partir de la evolución del nivel del agua en un estuario con onda de marea estacionaria." *RIBAGUA-Revista Iberoamericana del Agua*, Vol. 3, No. 1, pp. 8-17.
- Thomas L.P., B.M. Marino, R.N. Szupiany, M.N. Gallo (2017).** "Characterisation of the suspended particulate matter in an estuarine environment employing complementary techniques." *Continental Shelf Research*, Vol. 148, pp. 37-43.

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

**RESPUESTA MORFODINÁMICA DE LAS PLAYAS DEL CARIBE  
COLOMBIANO ANTE EVENTOS EXTREMOS DE OLEAJE**

*Jairo Eduardo Cueto Fonseca<sup>1</sup> y Luis Jesús Otero Díaz<sup>2</sup>*

*Grupo de Investigación en Geociencias GEO4 – Universidad del Norte, Colombia<sup>1,2</sup>*

*jecueto@uninorte.edu.co<sup>1</sup> & ljotero@uninorte.edu.co<sup>2</sup>*

**RESUMEN:**

El oleaje es el parámetro que mayor influencia tiene sobre la morfodinámica en zonas costeras, donde una parte significativa de la población vive. Tormentas suficientemente energéticas son capaces de cambiar drásticamente la configuración de las playas, causando severas modificaciones en la línea de costa e inundaciones, viéndose afectadas las comunidades localizadas cerca al mar. El principal objeto de este estudio es describir la respuesta morfodinámica de las playas del Caribe colombiano ante eventos extremos de oleaje, en este caso específico el paso del frente frío de marzo de 2009 y el Huracán Matthew en las playas de Bocagrande (Cartagena, Bolívar) y Costa Verde (Ciénaga, Magdalena), usando como herramienta de modelación el modelo XBeach (Roelvink, 2009).

**ABSTRACT:**

Sea waves have the greatest influence on morphodynamics fluctuations in coastal areas, where a significant part of the population lives. Sufficiently energetic storms can drastically change the configuration of beaches, causing severe modifications to the coastline and floods, affecting communities living by the sea. The main objective of this study is to describe the morphodynamic response of the Colombian Caribbean beaches to extreme wave events. In this specific case the pass of the cold front of March 2009 and Hurricane Matthew on the beaches of Bocagrande (Cartagena, Bolívar) and Costa Verde (Ciénaga, Magdalena), using the XBeach model as a modeling tool (Roelvink, 2009).

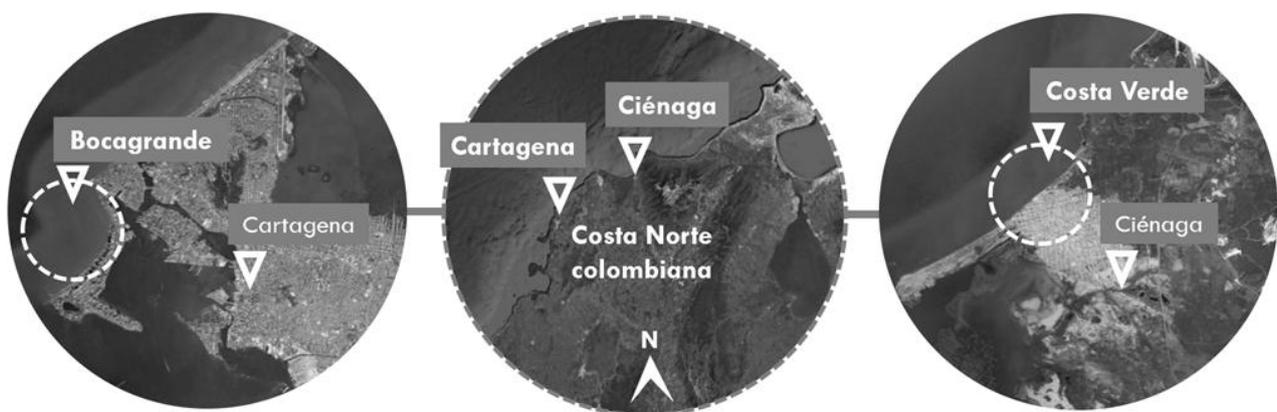
**PALABRAS CLAVES:**

XBeach, morfodinámica, eventos extremos, oleaje, modelación numérica.

## INTRODUCCIÓN

El oleaje es el parámetro que mayor influencia tiene sobre la morfodinámica en zonas costeras, donde una parte significativa de la población vive. Tormentas suficientemente energéticas son capaces de cambiar drásticamente la configuración de las playas, causando severas modificaciones en la línea de costa e inundaciones, viéndose afectadas las comunidades localizadas cerca al mar.

Dado que el viento es el principal generador del oleaje, los cambios en las alturas de las olas están sujetas a su variación. Huracanes y frentes fríos, fenómenos en los cuales las velocidades del viento son muy altas, son los causantes de los eventos extremos de oleaje en el Caribe colombiano (Otero et al., 2016). Los frentes fríos ocurren cuando dos masas de aire a distintas temperaturas y densidades se acercan. La masa de aire frío más densa empuja al aire caliente, haciéndolo ascender. El aire caliente mientras asciende se enfría, generando nubes, tormentas, fuertes vientos y un gradiente de presión en el área (Ortiz, 2012).



**Figura 1.-** Localización de la zona de estudio en la costa Norte de Colombia. Playa de Bocagrande, Cartagena (Izquierda) y playa de Costa Verde, Ciénaga (Derecha).

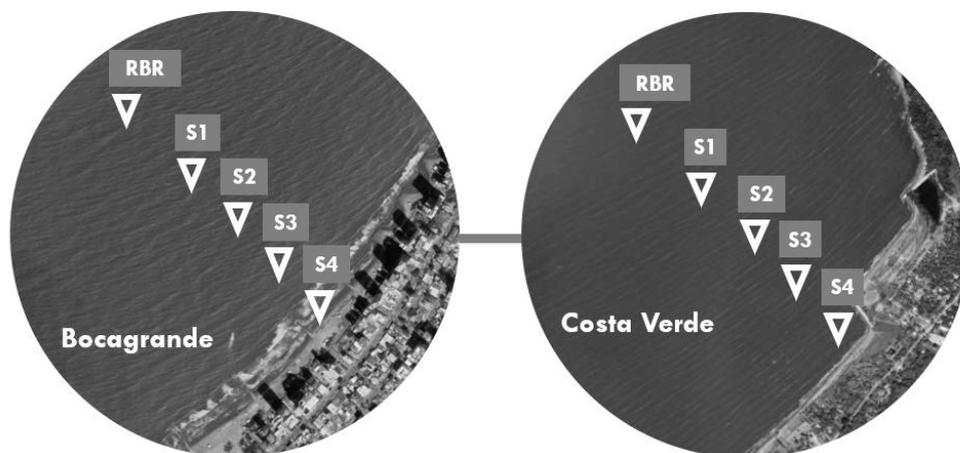
El área de estudio del presente trabajo comprende las playas de Bocagrande (Cartagena, Bolívar) y Costa Verde (Ciénaga, Magdalena), ambas ubicadas en el Mar Caribe que yace sobre la costa Norte de Colombia, tal y como se muestra en la Figura 1. La playa de Bocagrande se caracteriza por ser disipativa y presentar arenas finas, mientras que la playa de Costa Verde presenta características de playa intermedia-reflejante con arenas medias. Debido a su localización geográfica, Bocagrande y Costa Verde están influenciadas por la migración de la zona de convergencia intertropical (ZCIT), la cual es un cinturón de baja presión que ciñe el globo terrestre en la región ecuatorial, oscilando estacionalmente entre el Norte y el Sur del Ecuador. Este desplazamiento determina las épocas climáticas características del Caribe colombiano y hace que se presente un régimen climático bimodal, con dos temporadas secas, la primera de diciembre a marzo y la segunda los meses de junio y julio, y dos temporadas lluviosas, la primera los meses de abril y mayo y la segunda de agosto a noviembre (Poveda, 2004).

El principal objeto de este estudio es describir la respuesta morfodinámica de las playas del Caribe colombiano ante eventos extremos de oleaje, en este caso específico el paso del frente frío de marzo de 2009 y el Huracán Matthew, usando como herramienta de modelación XBeach (Roelvink, 2009). XBeach es un modelo numérico de código abierto originalmente desarrollado por la Universidad de Delft para simular procesos hidrodinámicos y morfodinámicos en playas arenosas con un dominio de kilómetros y en la escala de tiempo de tormentas (Roelvink, 2009). Este modelo resuelve procesos hidrodinámicos asociados a las ondas gravitatorias (refracción, asomeramiento y rotura), infragravitatorias, setup inducido por el oleaje y corrientes; y procesos morfodinámicos, tales como erosión de dunas y transporte de sedimentos.

Conocer a fondo la hidrodinámica de las playas y sus condiciones morfológicas permitirá construir modelos más precisos de las dinámicas de erosión y acreción en las áreas de interés, y a su vez, permitirá diseñar con criterios más robustos obras de ingeniería costera y proteger a la población de posibles amenazas provenientes del mar.

## METODOLOGÍA

En primera instancia, se recolectaron datos de variables hidrodinámicas y características morfológicas de las playas de Bocagrande y Costa Verde en campañas realizadas durante noviembre de 2014 (época húmeda) y febrero de 2015 (época seca). Con la ayuda de sensores de presión (RBR) y correntómetros (S1, S2, S3 y S4) estratégicamente distribuidos se lograron captar los distintos procesos de transformación del oleaje según el tipo de perfil de la playa, disipativo en Bocagrande e intermedio-reflejante en Costa Verde. Estos datos fueron recolectados con el fin de calibrar y validar el modelo XBeach para las playas de estudio. En la Figura 2 se logra apreciar la distribución esquemática de los equipos de medición con su respectiva nomenclatura.



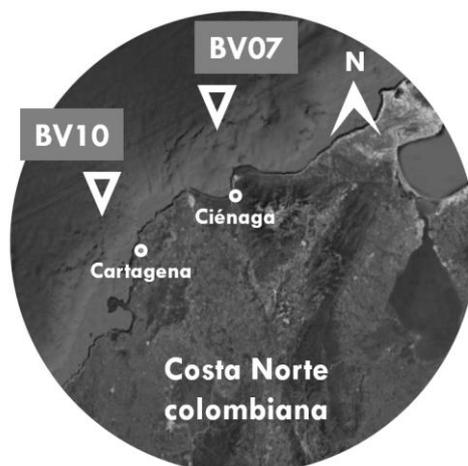
**Figura 2.-** Distribución esquemática del sensor de presión RBR y los correntómetros S1, S2, S3 y S4 en las playas de Bocagrande, Cartagena (Izquierda) y Costa Verde, Ciénaga (Derecha).

**Tabla 1.-** Distancia desde la línea de costa de los sensores de presión (RBR) y correntómetros (S1, S2, S3 y S4) utilizados en las campañas de campo para las playas de Bocagrande y Costa Verde durante las épocas húmeda y seca.

| Distancia desde la línea de costa [m] |            |              |            | Equipo            | Nomenclatura |
|---------------------------------------|------------|--------------|------------|-------------------|--------------|
| Bocagrande                            |            | Costa Verde  |            |                   |              |
| Época Húmeda                          | Época Seca | Época Húmeda | Época Seca |                   |              |
| 10                                    | 39         | 3            | 17         | Aquadopp HR       | S4           |
| 26                                    | 52         | 19           | 26         | Aquadopp Profiler | S3           |
| 44                                    | 60         | 180          | 32         | Aquadopp Profiler | S2           |
| 107                                   | 232        | 321          | 110        | Aquadopp Profiler | S1           |
| 650                                   | 504        | 750          | 700        | RBR               | RBR          |

Paralelamente, se extrajeron series de oleaje a partir de las boyas de reanálisis BV07 (Ciénaga) y BV10 (Cartagena) ubicadas en la zona Caribe Central de Colombia de acuerdo con Otero et al. (2016), tal y como se expone en la Figura 3. Estas series cuentan con más de 30 años de datos de reanálisis que contienen altura significativa, periodo pico y dirección media del oleaje desde el año 1979 hasta mediados de la década de 2010. A partir de las series de oleaje extraídas se obtuvieron variables hidrodinámicas características durante el paso de dos eventos extremos a recrear por el Caribe colombiano. Los eventos extremos escogidos fueron el frente frío de marzo de

2009 y el Huracán Matthew en septiembre-octubre de 2016, debido a su impacto en el litoral costero colombiano.



**Figura 3.-** Ubicación de las boyas virtuales de reanálisis BV07 (74.5°W 11.5°N) y BV10 (76°W 10.5°N) en el Mar Caribe colombiano cerca a las poblaciones de Ciénaga y Cartagena, respectivamente.

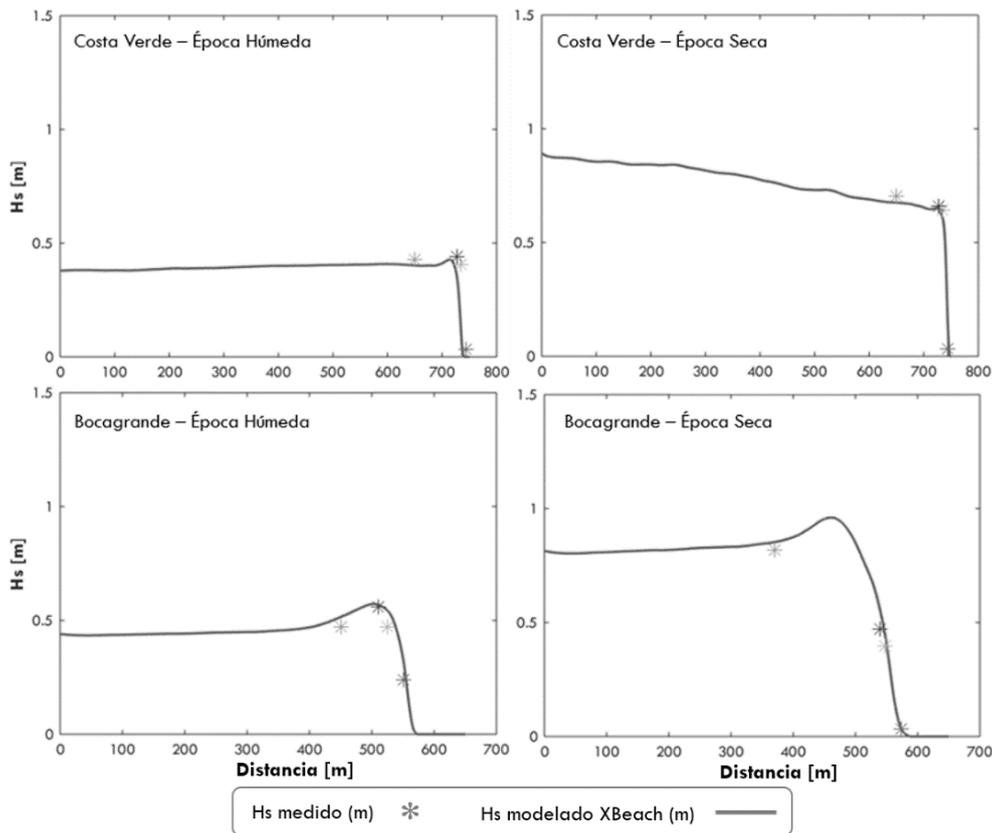
El primer evento a modelar, el frente frío de 2009, se caracterizó por presentar alturas significantes de ola de hasta 2.6 m en la BV10 y 2.2 m en la BV07, con el oleaje predominante de la dirección Norte. Este evento mantuvo una duración de cinco días, desde marzo 5 hasta marzo 10 de 2009 (Ortiz et al., 2012). Por otro lado, durante el paso del Huracán Matthew por costas colombianas en 2016 la altura significativa del oleaje llegó a ser de hasta 3.2 m en la BV10 y 2.1 m en la BV07, también proveniente de la dirección Norte. Matthew afectó fuertemente durante tres días la zona de estudio, según las series de las boyas de reanálisis analizadas.

La propagación del oleaje desde las boyas virtuales de reanálisis en aguas profundas hasta aguas someras se ejecutó con el modelo SWAN (Simulating WAVes Nearshore) (Booji & Holthuijsen, 1987). El punto de partida de los perfiles de playa de Bocagrande y Costa Verde es justo donde empieza la propagación del oleaje en aguas someras con XBeach.

Una vez realizada la caracterización de las playas de estudio y la recolección de variables hidro-morfodinámicas se procedió a calibrar y validar el modelo XBeach con los datos experimentales (ver Figura 4). En total se modelaron 160 estados de mar para las playas de estudio, 40 estados por época (seca y húmeda) en Bocagrande y Costa Verde. Posteriormente, con los parámetros calibrados en cada playa y los resultados arrojados por SWAN se modelaron en XBeach los eventos extremos seleccionados para la zona de estudio y así realizar el análisis de la evolución morfológica

## RESULTADOS

En la Figura 4 se aprecia la comparación entre los datos medidos in situ para la altura significativa de ola en las playas de estudio y la serie modelada con el modelo numérico XBeach. Estos resultados pertenecen a la calibración y validación del modelo para las épocas húmeda y seca en un estado de mar determinado. Se logra evidenciar que el modelo XBeach representa de manera fiel el comportamiento hidrodinámico de las playas de Bocagrande y Costa Verde. Los estadísticos que revelan el desempeño de XBeach modelando la hidrodinámica de las playas de estudio se presentan en las Tablas 2 y 3.



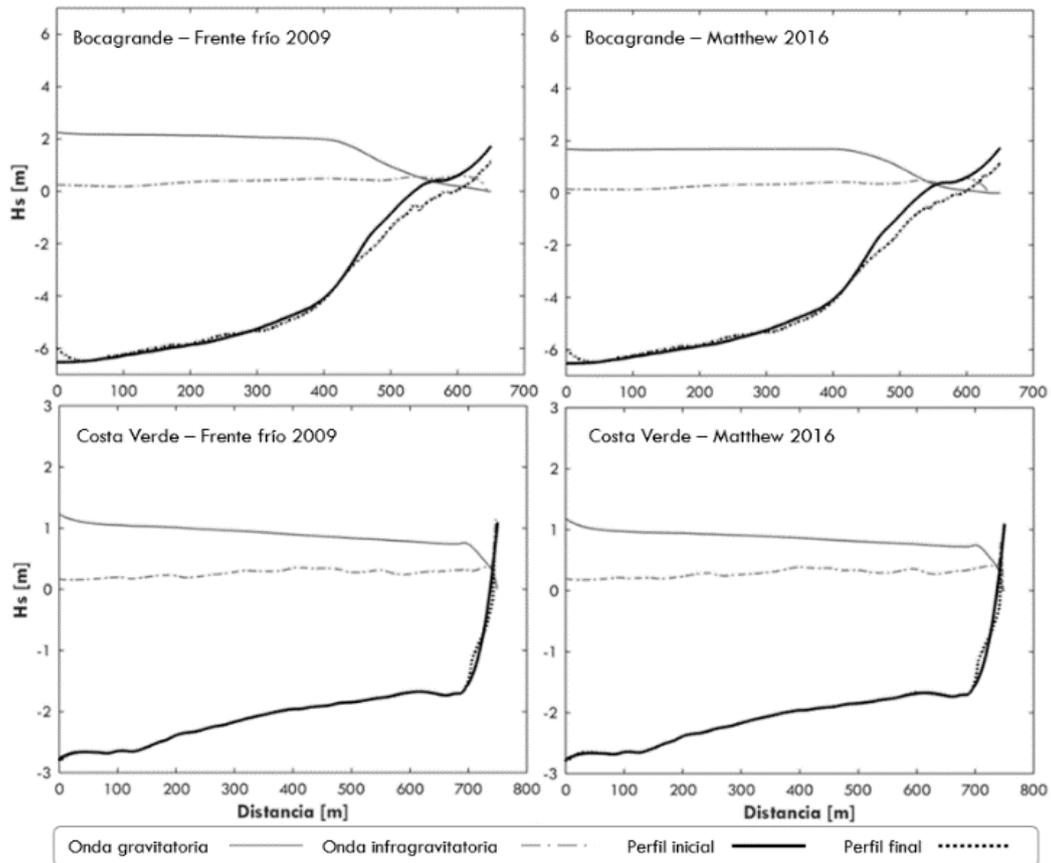
**Figura 4.-** Altura significativa del oleaje medido *in situ* (asteriscos) vs. altura significativa modelada con XBeach (línea sólida) en un estado de mar para las playas de Costa Verde (arriba) y de Bocagrande (abajo) durante las épocas húmeda y seca.

**Tabla 2.-** Estadísticos obtenidos para la calibración y validación del modelo en XBeach para la playa de Bocagrande en un estado de mar determinado (Figura 4, arriba).

| <b>Bocagrande</b>    |           |           |           |           |
|----------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| <b>Estadístico</b>   | <b>S1</b> | <b>S2</b> | <b>S3</b> | <b>S4</b> |
| <b>R<sup>2</sup></b> | 0.907     | 0.8804    | 0.8425    | 0.8135    |
| <b>Bias</b>          | 0.0127    | -0.0083   | -0.035    | -0.0521   |
| <b>Willmott</b>      | 0.972     | 0.9482    | 0.8324    | 0.8036    |

**Tabla 3.-** Estadísticos obtenidos para la calibración y validación del modelo en XBeach para la playa de Costa Verde en un estado de mar determinado (Figura 4, abajo).

| <b>Costa Verde</b>   |           |           |           |           |
|----------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| <b>Estadístico</b>   | <b>S1</b> | <b>S2</b> | <b>S3</b> | <b>S4</b> |
| <b>R<sup>2</sup></b> | 0.8762    | 0.8568    | 0.8114    | 0.7927    |
| <b>Bias</b>          | -0.0109   | -0.0012   | -0.0123   | -0.0478   |
| <b>Willmott</b>      | 0.9629    | 0.9562    | 0.9391    | 0.8643    |



**Figura 5.-** Evolución morfológica de las playas de Bocagrande (arriba) y Costa Verde (abajo) modelando el paso del frente frío de 2009 y el Huracán Matthew en XBeach.

Por otro lado, el modelo realizado en XBeach para la morfodinámica de las playas estudiadas arrojó resultados donde se aprecia un retroceso en la sección transversal del fondo. Al mismo tiempo, se nota una redistribución significativa del sedimento que conforma las playas, especialmente en Bocagrande, tomando la forma de un perfil aún más disipativo disminuyendo su pendiente (ver Figura 5, parte superior). En la playa de Costa Verde no es tan notoria esta redistribución sedimentaria influenciada por el paso del frente frío de 2009 y el Huracán Matthew (ver Figura 5, parte inferior), permaneciendo una estructura muy similar a la original antes del paso de las tormentas.

## CONCLUSIONES

Mediante modelación numérica con XBeach se pudieron evidenciar los cambios morfológicos inducidos por el oleaje de los eventos extremos del frente frío de marzo de 2009 y el Huracán Matthew en los perfiles de playa de Bocagrande y Costa Verde.

De manera general, se logra apreciar en los resultados que la morfodinámica de la playa de Bocagrande es afectada en mayor medida, perdiendo una cantidad no despreciable de sedimento. Este hecho obedece a que el oleaje en dicha playa tiende a ser más energético que en Costa Verde, donde la altura de ola suele ser más baja por efectos de refracción y difracción al aproximarse a la costa. Además, el oleaje llega de manera perpendicular al pie del perfil en Bocagrande, incrementando su incidencia en la evolución morfológica de esta playa al disiparse con más ligereza.

El retroceso del perfil en Bocagrande puede llegar a ser crítico en ambos eventos extremos, retrocediendo entre 100 y 150 metros. Bajo estas condiciones se pueden presentar severas afectaciones a la población viviendo en cercanías al mar, generándose inundaciones al desaparecer la barrera natural que conforman las dunas de la playa.

Por otro lado, en Costa Verde el retroceso observado en los resultados es menos pronunciado, permaneciendo estable entre los 20 y 30 metros. Esta menor afectación obedece a la

naturaleza misma del perfil de la playa, el cual presenta una sección netamente reflejante en la zona donde se genera la rotura del oleaje, reflejándose gran cantidad de la energía. El cambio morfológico en el perfil de playa y el avance en la línea de costa en Costa Verde no resulta peligroso para la comunidad que habita próxima al mar y no evidencia cambios significativos en su estructura original ante el paso del huracán Matthew o el frente frío de marzo de 2009.

## REFERENCIAS

**Booij N and Holthuijsen LH.** (1987). “Propagation of ocean waves in discrete spectral wave models”. *Journal of Computational Physics*.

**Ortiz, J.C.; Salcedo, B. and Otero, L.J.** (2012). “Investigating the Collapse of the Puerto Colombia Pier (Colombian Caribbean Coast) in March 2009”. *Journal of Coastal Research*.

**Ortiz, J.C.** (2012). “Exposure of the Colombian Caribbean coast, including San Andres Island, to tropical storms and hurricanes, 1900–2010”. *Natural Hazards and Earth System Sciences*.

**Otero, L.J.; Ortiz J.C.; Ruíz, J.K.; Higgins, A. and Henriquez S.A.** (2016). “Storms or cold fronts: what is really responsible for the extreme waves regime in the Colombian Caribbean coastal region?”. *Natural Hazards and Earth System Sciences*.

**Poveda, G.** (2004). “La hidroclimatología de Colombia: una síntesis desde la escala inter-decadal hasta la escala diurna”. *Ciencias de la Tierra*.

**Roelvink, D.; Reniers, A.; Van Dongeren, A.; Van Thiel de Vries, J.; McCall, R. and Lescinski, J.** (2009). “Modelling storm impacts on beaches, dunes and barrier islands”. *Coastal Engineering*.

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

**FORMACIÓN DE RIZOS DE ARENA INDUCIDOS POR LA INTERACCIÓN  
DEL OLEAJE CON UN DIQUE DE TALUD PERMEABLE**

*Anahí Silva Alcantar, Vicente Mendoza Ávila, Edgar Mendoza y Rodolfo Silva Casarín*

Coordinación de Hidráulica, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Circuito Escolar s/n,  
Edificio 5, Ciudad Universitaria, CP 04510, Coyoacán, CDMX, México Tel. +52(55)56233600  
asilvaa@iingen.unam.mx, vicente.m217@gmail.com, emendozab@iingen.unam.mx, rsilvac@iingen.unam.mx

**RESUMEN:**

En las inmediaciones de diques, acantilados y playas escarpadas, donde las olas no rompen, se desarrolla un patrón rítmico en el lecho marino fuertemente ligado a la reflexión del oleaje. Los esfuerzos cortantes del lecho marino, que generan un complejo campo de flujos, moldean el fondo dando origen a formaciones de pequeña escala llamadas rizos; las cuales afectan los campos de velocidad; debido a que se incrementa la rugosidad del lecho marino. Se desarrolló una modelación física en el Laboratorio de Costas y Puertos del Instituto de Ingeniería de la UNAM para determinar la interacción del oleaje y la dinámica en la formación de rizos en un lecho arenoso en presencia de un dique de talud permeable. Los resultados muestran que la formación de los rizos y su dinámica está gobernada por el campo de oleaje, debido a que las condiciones de reflexión del oleaje, provocan que se formen este tipo de estructuras, donde nuestros resultados nos indican que los rizos dependen de periodo de la ola, ya que la altura y la longitud de los rizos fue incrementando conforme al periodo. También que la velocidad orbital está determinada por la altura, el periodo y la longitud de onda, provocando que una mayor masa de sedimento se mueva. La reflexión del oleaje también determina las condiciones de altura y longitud de los rizos.

**ABSTRACT:**

In the vicinity of levees, cliffs and steep beaches, where the waves do not break, a rhythmic pattern develops on the seabed strongly linked to the reflection of the waves. The shear forces of the seabed, which generate a complex flow field, mold the bottom giving origin to small scale formations called ripples; which affect the velocity fields; because the roughness of the seabed increases. A physical modeling was developed in the Laboratory of Coasts and Ports of the Institute of Engineering of the UNAM to determine the interaction of the waves and the dynamics in the formation of ripples in a sandy bed in the presence of a permeable levee. The results show that the formation of the ripples and its dynamics is governed by the wave field, due to the reflection conditions of the waves, cause that this type of structures are formed, our results indicate that the ripples depend on the wave period, since the height and length of the ripples increased according to the period. Also that the orbital velocity is determined by the height, the period and the wavelength, causing a greater mass of sediment to move. The reflection of the waves also determines the conditions of height and length of the ripples.

**PALABRAS CLAVES:** *Rizos de arena, Dique de Talud, oleaje, reflexión.*

## INTRODUCCIÓN

La protección de las áreas costeras, principalmente con estructuras rígidas, se ha incrementado en años recientes debido al continuo crecimiento de la población que ocupa dicha franja. El principal propósito de los rompeolas es servir de obstáculo a las olas incidentes y causando rotura y reflexión atenuando así la energía que ataca las costas. La reducción de la energía de las olas promueve la depositación de material en dirección hacia la costa enfrente de la estructura, lo cual limita la erosión de la costa (Young, 2008).

La interacción de las olas de la superficie del océano con un rompeolas permeable es compleja. Si además se considera que el fondo es móvil, la aparición de formaciones en el lecho con diversas características constituye un tema de investigación en sí mismo dado que puede tener implicaciones en la estabilidad de las estructuras.

En las inmediaciones de diques, acantilados y playas escarpadas, donde las olas no rompen, se desarrolla un patrón rítmico en el lecho marino fuertemente ligado a la reflexión del oleaje. Los esfuerzos cortantes del lecho marino, que generan un complejo campo de flujos, moldean el fondo dando origen a formaciones de pequeña escala llamadas rizos; las cuales afectan los campos de velocidad; debido a que se incrementa la rugosidad del lecho marino. La formación de rizos de arena se origina cerca de la región de la costa o de la estructura y está limitada al área donde normalmente las olas rompen (Cobos, *et al.* 2017). Los rizos que se observan en el fondo del mar son agrupados usualmente en tres categorías: rizos por oleaje, rizos por oleaje y corrientes y rizos por corrientes. Los rizos generados por oleaje se forman como respuesta al flujo oscilatorio cercano al fondo cuando es mucho más intenso que la velocidad de alguna corriente constante y se caracterizan por (1) su longitud es una fracción del doble de la amplitud de las oscilaciones de desplazamiento del fluido cerca del fondo; (2) crestas más agudas que los valles y (3) y tienen a poseer una forma simétrica con respecto a las crestas y a los valles (Blondeaux, Foti, & Vittori, 2015). Estas formaciones pueden clasificarse de la siguiente manera: (i) rizos de longitud de onda de  $\lambda \approx O(10^{-1})$  m donde las partículas del fluido son movidas cerca del fondo; (ii) dunas y antidunas de longitud de onda de  $\lambda \approx O(10)(10^0)$  m; (iii) barras de longitud de onda de  $\lambda \approx O(10)(10)$  m; (iv) barras de ares de longitud de onda de  $\lambda \approx O(10)(10^2)$  m, las cuales tienen aproximadamente la longitud de onda del oleaje (Cobos *et al.*, 2017). Estas estructuras sedimentarias en una gran variedad de escalas que tienen un rango desde pocos centímetros hasta cientos de metros. La importancia ingenieril de estudiar la aparición y tiempo de desarrollo de estas formaciones radica en la conexión con algunos problemas relacionados con la interacción fluido-sedimento (Faraci & Foti, 2002). En este trabajo se presenta un análisis de los procesos y evolución del lecho marino que fueron observados, en laboratorio, como resultado de la interacción oleaje-suelo en presencia de un dique en talud.

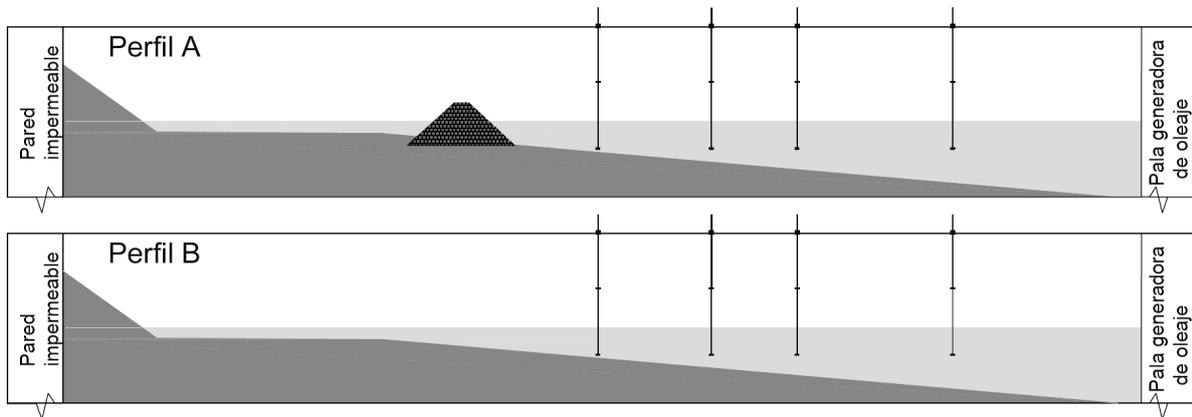
## MATERIALES Y MÉTODOS

Los ensayos fueron realizados en el Laboratorio de Costas y Puertos del Instituto de Ingeniería de la UNAM. Ahí se cuenta con un canal de oleaje que tiene 37 m de largo, 1.20 m de alto, 0.80 m de ancho, con paredes de vidrio templado y una estructura de acero inoxidable, equipado con una pala de la marca HR Wallingford (Fig. 1). Para registrar la variación de la superficie libre del agua se utilizaron 4 sensores de nivel por conductividad. Así también se construyó un modelo a escala de un dique que se fabricó con cubos de concreto de 3 cm de arista, la base fue de 1.0 m y una altura de coronación de 0.30 m; el talud en la parte expuesta fue de 1:2. Para poder observar la variación en la formación de rizos debida a la interacción oleaje-suelo, se simulaban condiciones de oleaje regular con una altura de ola  $H=10$  cm y con diferentes periodos (Tabla 1.-). En los últimos 8 m del canal este se encuentra dividido por una pared de acrílico, por lo que se simulaban dos perfiles simultáneamente, uno con estructura (Perfil A) y otro sin estructura (Perfil B). Para estos ensayos solo se consideraron 2.5 m de largo en ambos perfiles.

**Tabla 1.-** Características de oleaje de las diferentes pruebas.

| Prueba<br>H=10 cm | T <sub>1</sub> | T <sub>2</sub> | T <sub>3</sub> | T <sub>4</sub> | T <sub>5</sub> |
|-------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| Sin Estructura    | 0.7            | 0.9            | 1.1            | 1.3            | 1.5            |
| Con Estructura    | 0.7            | 0.9            | 1.1            | 1.3            | 1.5            |

El material usado como fondo para estos ensayos fue arena que tiene un  $D_{50} = 0.142$  mm, con un porcentaje de finos de 6.035 y un coeficiente de uniformidad de 1.422. Para determinar la formación de rizos se utilizó un velocímetro acústico Doppler (Vectrino II) de la firma Nortek. Las mediciones se realizaron cada 2 cm a largo de la superficie a ensayar la cual tiene una longitud de 2.5 m con la finalidad de registrar los cambios visibles debidas a la acción del oleaje. También se analizó la geometría del fondo con ayuda de una cámara fotográfica, para posteriormente realizar un perfil de las condiciones iniciales y finales de los ensayos; y poder determinar su altura y la longitud entre un rizo y otro; así también si existe un cambio en su distribución, posición y forma.



**Figura 1.-** Distribución de los sensores de nivel y del dique de talud desplantado.

Se calculó el coeficiente de reflexión con el método Mansard & Funke, 1980 (Ec. 1) para lo cual se utilizaron tres sensores de nivel (Fig. 1); los cuales fueron colocados en función al periodo de la ola y el número de onda. Donde la reflexión del oleaje es la relación entre la  $H_r$  la ola reflejada y la  $H_i$  la ola incidente.

$$K_r = \frac{H_r}{H_i} \quad [1]$$

También se calculó la altura de los rizos (Ec. 2) y su longitud en equilibrio (Ec. 3), para ser comparada con las mediciones obtenidas, las cuales se calcularon mediante las siguientes expresiones (Faraci & Foti, 2002):

$$\zeta_{eq} = 18.16d_{50}^{0.097} \quad [2]$$

$$l = 245d_{50}^{0.35} \quad [3]$$

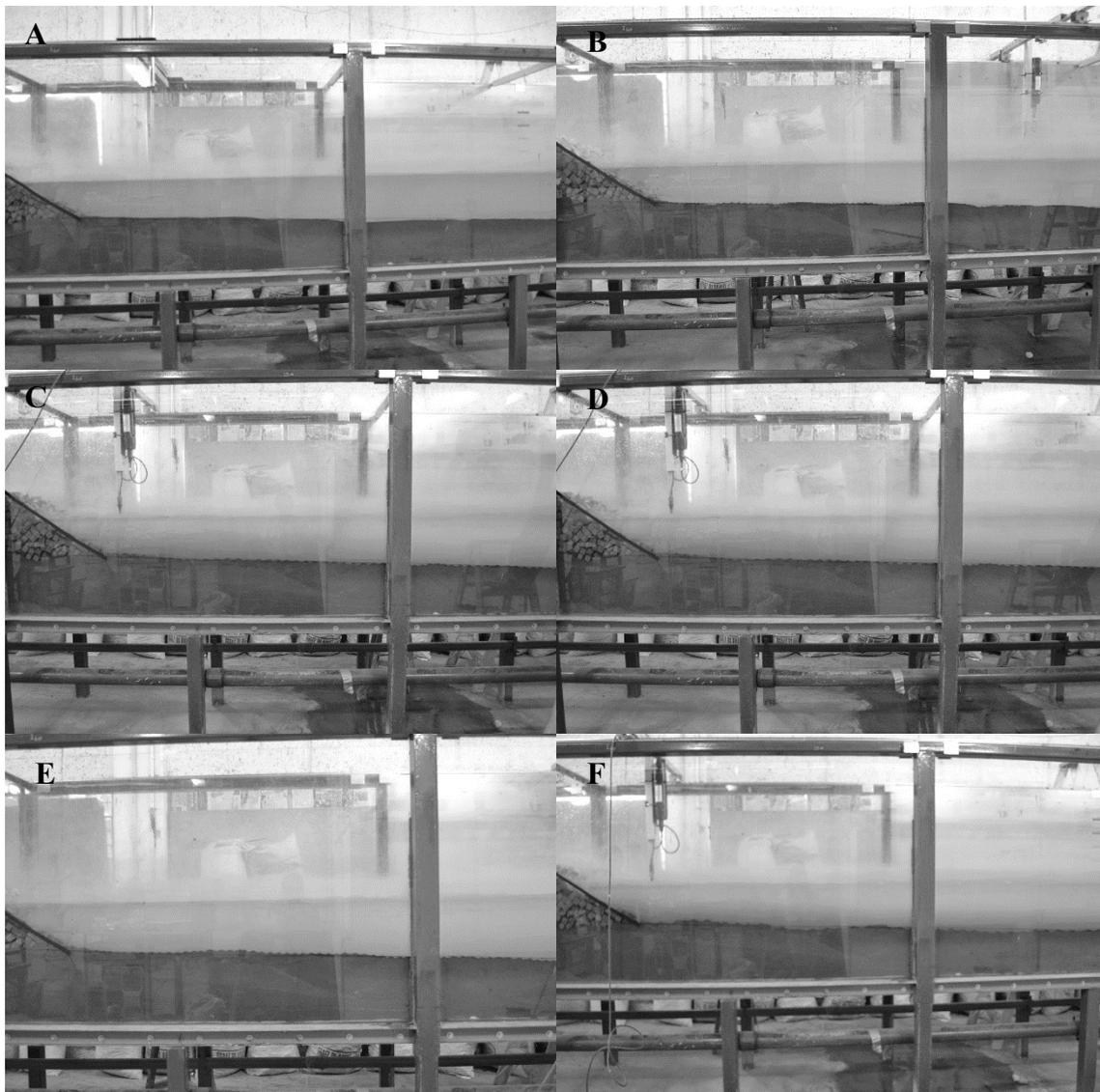
Se calculo la longitud de onda para aguas profundas y someras (Ecs. 4 y 5) para la altura de ola y de los diferentes periodos de ola (Tabla 1.-) mediante las siguientes ecuaciones:

$$L_o = \frac{gT^2}{2\pi} \quad [4]$$

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} * \tanh\left(\frac{2\pi h}{L_o}\right) \quad [5]$$

## RESULTADOS Y DISCUSIONES

La formación de rizos es debida a que el sedimento es llevado por un fluido, provocando que el movimiento de los granos de sedimento se mueva en dirección de los valles a las crestas de la ola, generando una perturbación que posteriormente formara rizos de arena con patrones regulares o irregulares (Blondeaux, 1990). Las condiciones de equilibrio de los rizos para este tipo de material son una altura de  $\zeta_{eq} = 0.01502$  m y una longitud de  $l = 0.1237$  m. Sin embargo, las condiciones de oleaje de los ensayos a pesar de ser el mismo tipo de material permitieron la formación de rizos con diferentes características entre ellos. Así también como ligeras diferencias entre los rizos formados tanto para el Perfil A como para el Perfil B (Figs. 2-5). Las condiciones de equilibrio en este ensayo no se alcanzaron debido a que mientras siga existiendo una velocidad de flujo suficiente para que el sedimento se mueva se acumulando material permitiendo que las características de estos se modifiquen. En el Perfil B se observaron formaciones más rítmicas y definidas con una altura similar a las del Perfil A; sin embargo, la longitud entre rizo y rizo fue muy similar entre un tipo de perfil y otro. Así también se observó que los primeros rizos aparecen sin una clara separación entre las crestas y posteriormente este patrón se va modificando por las velocidades de las oscilaciones del flujo en suspensión que da origen a rizos más definidos.



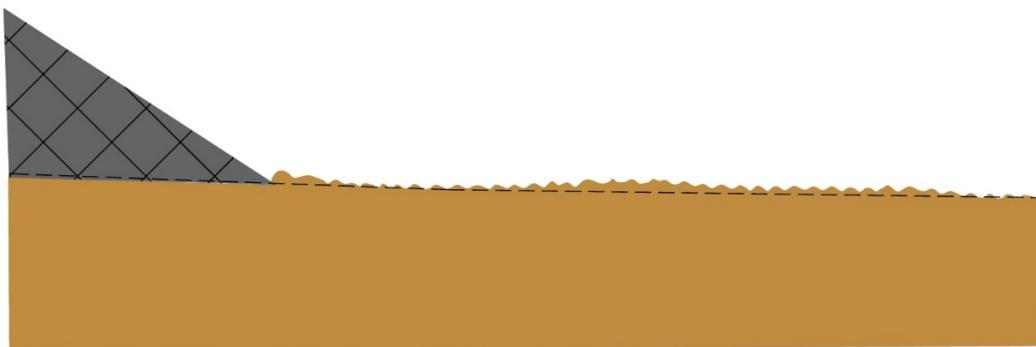
**Figura 2.-** Perfiles tipo A de los diferentes ensayos: A. Perfil inicial, B., C., D., E, F. perfiles finales.

La formación de los rizos se observó en todas los periodos y longitudes de onda (Tabla 2.-). El patrón de formación de los rizos vario en función a esto; ya que periodos más bajos permitieron

formación de rizados mas pequeños mientras que periodos mas grandes dieron resultando en rizados de mayor amplitud y mejor definidos. Así también se observó que en el caso del Perfil A para todos los periodos de ola que después de la estructura se formó una barra de arena debida al transporte de material en dirección opuesta a la estructura y posteriormente de esta se formaron los rizados en el lecho (Figs. 3-7). La geometría de los rizados debe ser considerada como una propiedad importante en orden de caracterizar la hidrodinámica de la costa (Faraci & Foti, 2001). Cabe mencionar que el punto cero de medición es el más cercano a la estructura. Así también que aunque se midieron ambos perfiles nos enfocaremos en los resultados obtenidos para el perfil en presencia de la estructura.

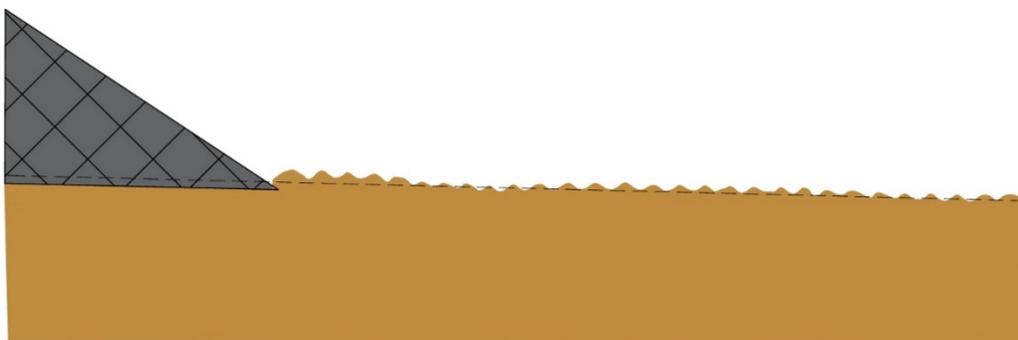


**Figura 3.-** Perfiles finales de arena con la formación de rizados para  $T = 0.7$  s.



**Figura 4.-** Perfiles finales de arena con la formación de rizados,  $T = 0.9$  s.

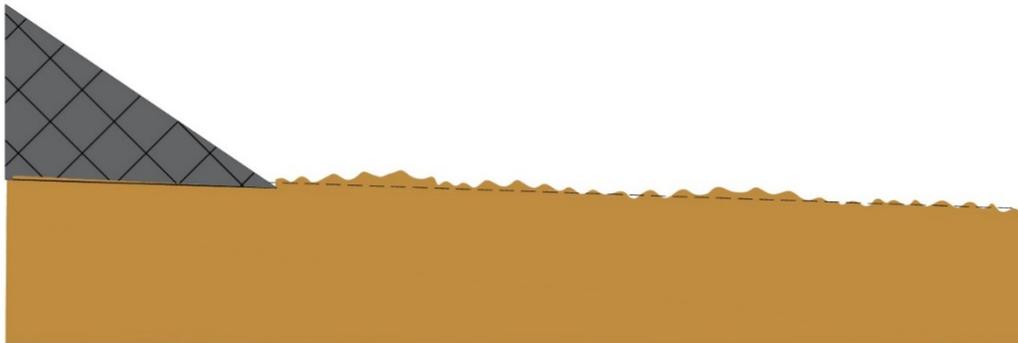
La presencia de un dique poroso que refleja parcialmente el oleaje ocasiona que se creen rizados, debido a que modifica el campo de oleaje provocando que exista un flujo oscilatorio que generara este tipo de formaciones debido al movimiento oscilatorio de las partículas de sedimentos, por el cambio en el patrón del oleaje. Las condiciones de reflexión del oleaje son las que modulan las características físicas de los rizados tales como su altura, la longitud entre uno y otro, forma, etc.



**Figura 5.-** Perfiles finales de arena con la formación de rizados,  $T = 1.1$  s.

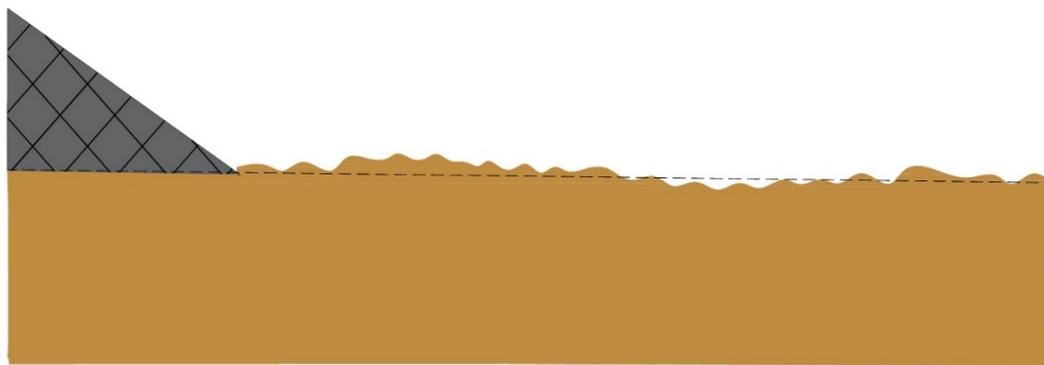
La formación de los rizados depende de la fuerza del flujo y su velocidad, lo cual influye en su tamaño forma, orientación y longitud entre los rizados. Por lo que nuestros resultados muestran que en el

cambio en el periodo de la ola cambia los patrones de formación de los rizados en el lecho. Así también nuestros rizados medidos no presentaron una condición de equilibrio ya que presentan diversas alturas. Las condiciones de equilibrio de un rizado se consiguen cuando los granos de sedimento siguen haciendo que estos crezcan y acumulándose hasta que el ángulo de reposo del sedimento sea alcanzado (Nienhuis, Perron, Kao, & Myrow, 2014).



**Figura 6-** Perfiles finales de arena con la formación de rizados para un periodo de  $T = 1.3$  s.

Nuestros resultados muestran que la longitud de onda entre los rizados y su altura depende ampliamente de la velocidad orbital de la ola, lo cual observa los diferentes perfiles. Así también las condiciones reflectivas provocadas por la estructura ocasionan patrones irregulares para los diferentes periodos de la ola, sin llegar a un perfil de equilibrio, lo que quizá también se debe a que el tiempo de cada ensayo fue de 20 minutos y no permitió que esta condición se alcanzara. Lo que determino la altura de los rizados y la longitud de los mismos fue la velocidad de flujo, ya que son dominados por el diámetro orbital de la ola. Cabe mencionar que las condiciones de oleaje monocromático generan que se tengan rizados más aplanados, menos definidos y separados, que los que se generan con condiciones de oleaje irregular.



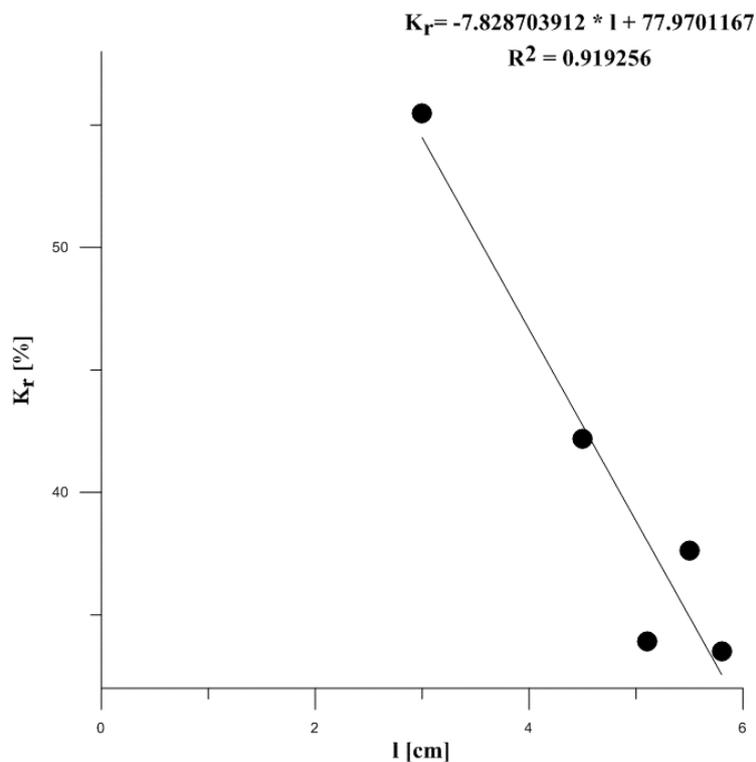
**Figura 7-** Perfiles finales de arena con la formación de rizados para un periodo de  $T = 1.5$  s.

La formación de rizados es un proceso que está extremadamente relacionado con las condiciones de flujo de energía del oleaje, se puede observar que a mayor longitud de onda la formación de los rizados fue más rítmica, y las alturas de estos fueron en aumento (Tabla 2). También se observó que los rizados formados por el perfil tipo B en la mayoría de los periodos ensayados mostraron que eran ligeramente más grandes que los encontrados en el perfil A. Así también nuestros resultados muestran que el periodo de la ola está ampliamente relacionado con la longitud de los rizados, ya que periodos pequeños, menor es la longitud entre ellos y así también la altura de los rizados cambia conforme al periodo. Los resultados muestran que a un mayor diámetro orbital mayor es la longitud de separación entre rizados, tal y como se esperaba. Sin embargo la formación de rizados también se ve afectada por los esfuerzos de suelo y como se mencionó anteriormente por los patrones hidrodinámicos.

**Tabla 2.-** Longitudes de onda para los diferentes periodos de ola.

| Parámetros   |         |           |         |             |       |         |
|--------------|---------|-----------|---------|-------------|-------|---------|
| $H = 10$ (m) | $T$ (s) | $L_0$ (m) | $L$ (m) | $\zeta$ (m) |       | $l$ (m) |
|              |         |           |         | P. A        | P. B  |         |
|              |         |           |         | 0.7         | 0.765 |         |
| 0.9          | 1.265   | 1.251     | 0.0279  | 0.0271      | 0.045 |         |
| 1.1          | 1.889   | 1.793     | 0.0240  | 0.0297      | 0.052 |         |
| 1.3          | 2.638   | 2.335     | 0.0280  | 0.2095      | 0.055 |         |
| 1.5          | 3.513   | 2.862     | 0.0330  | 0.0380      | 0.058 |         |

En la figura 8 se observa que la longitud de la onda esta ampliamente relacionada con la longitud de los rizos, ya que a mayor longitud de onda es mayor el espacio que existe en cresta y cresta de los rizos. El mecanismo de reflexión del oleaje es importante en términos de un posible acoplamiento entre el crecimiento de los rizos y la energía incidente de la ola, sin embargo estas formaciones afectan la altura de la ola y permitiendo la formación de más rizos que quizá provoquen que la energía transmitida del oleaje se reduzca y genere problemas con otro tipo de estructuras marinas. Ya que esta energía reflejada modifica los esfuerzos del suelo y afecta la posición de los rizos.



**Figura 8.-** Relación entre la longitud de los rizos y el coeficiente de reflexión.

En la figura 9 se puede observar que a mayor longitud de onda de los rizos es menor el coeficiente de reflexión. Lo cual demuestra que los rizos con menor altura y menor longitud de rizos como en el caso del  $T = 0.7$  s, está determinado por el condiciones reflectivas del oleaje a diferencia de los otros periodos que presentaron rizos de mayor altura y mas separados uno respecto a otro, comportándose de manera logarítmica. Lo cual quizá se debe a la velocidad orbital de la onda, puesto que esta se incrementa conforme a la longitud de onda Ya que la superposición de las olas incidentes y las reflejadas generan rizos más pequeños y con una longitud menor, aunque las condiciones de energía sean las mismas, debido a que el tamaño y su forma esta determinadas por la irregularidad de las olas.

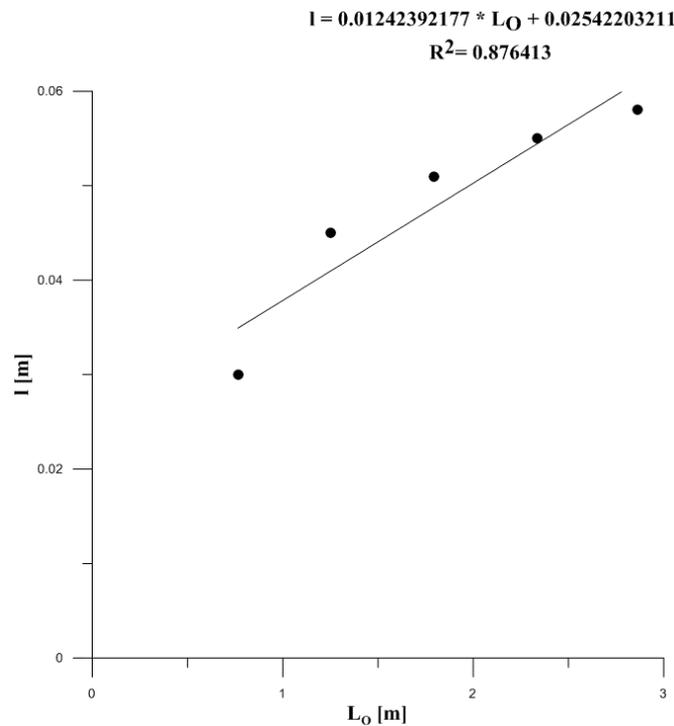


Figura 9.- Relación entre la longitud de los rizos y la longitud de la onda

## CONCLUSIONES

En este estudio se analizaron las características de la formación de los rizos como su altura y longitud, tanto en condiciones de equilibrio como en condiciones dinámicas. Podemos concluir que la formación de los rizos está fuertemente influenciada en relación a su tamaño, forma y longitud por la reflexión del oleaje. Así también que estas características son dominadas por la longitud de la ola y por consiguiente el periodo de la misma. Las condiciones de reflexión del oleaje favorecen la formación de rizos de arena, con algunas diferencias debidas al periodo de la ola. Ya que la velocidad orbital y de flujo generan condiciones para que se mueva el sedimento y creen este tipo de formaciones, la cual está en función de la altura, el periodo y la longitud de la ola. También la reflexión del oleaje generada por el dique de talud desplantado provoco que se formaran rizos de menor tamaño a diferencia del perfil que no tenía estructura.

Las condiciones de equilibrio no se alcanzaron debido a que se modificaron la hidrodinámica del sistema y el tiempo de ensayo no permitió que los rizos consiguieran la estabilidad debido a que no alcanzaron el ángulo de reposo del sedimento, lo cual provoca que ya no exista más movimiento de masa de partículas.

A pesar de que se pudo obtener la relación que existe entre el periodo de la ola y la formación de los rizos, es importante mencionar que para futuros estudios de este tipo de formaciones se debe incluir más parámetros tales como le número de movilidad de sedimento, el cual está ampliamente relacionado con la longitud de los rizos; la velocidad de migración de los rizos, entre otros. Así también ver la interacción existente entre el oleaje irregular y la formación de rizos.

## REFERENCIAS

- Blondeaux, P.** (1990). Sand ripples under sea waves. Part 1. Ripple formation. *J. Fluid Mech.*, 218, 1–17. <https://doi.org/https://doi.org/10.1017/S0022112090000908>
- Blondeaux, P., Foti, E., & Vittori, G.** (2015). A theoretical model of asymmetric wave ripples, 373. Retrieved from <http://dx.doi.org/10.1098/rsta.2014.0112>
- Cobos, M., Chiapponi, L., Longo, S., Baquerizo, A., & Losada, M. A.** (2017). Ripple and sandbar dynamics under mid-reflecting conditions with a porous vertical breakwater. *Coastal Engineering*, 125(February 2018), 95–118. <https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2017.04.006>

- Faraci, C., & Foti, E.** (2001). Evolution of small scale regular patterns generated by waves propagating over a sandy bottom. *Physics of Fluids J. Mech. B/Fluids*, 13(19), 1624–1634. <https://doi.org/10.1063/1.1367871>
- Faraci, C., & Foti, E.** (2002). Geometry, migration and evolution of small-scale bedforms generated by regular and irregular waves. *Coastal Engineering*, 47, 35–52. Retrieved from [https://ac.els-cdn.com/S0378383902000972/1-s2.0-S0378383902000972-main.pdf?\\_tid=48cf663a-18f4-11e8-a4aa-00000aacb35d&acdnat=1519429991\\_d263bee7b41f24e9d12802da4cc592bd](https://ac.els-cdn.com/S0378383902000972/1-s2.0-S0378383902000972-main.pdf?_tid=48cf663a-18f4-11e8-a4aa-00000aacb35d&acdnat=1519429991_d263bee7b41f24e9d12802da4cc592bd)
- Mansard, E. P. D., & Funke, E. R.** (1980). The Measurement of Incident and Reflected Spectra Using a Least Squares Method. In *Coastal Engineering 1980*. <https://doi.org/10.1061/9780872622647.008>
- Nienhuis, J. H., Perron, J. T., Kao, J. C. T., & Myrow, P. M.** (2014). Wavelength selection and symmetry breaking in orbital wave ripples. *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, 119, 2239–2257. <https://doi.org/10.1002/2014JF003158>
- Young, D.** (2008). *A laboratory study on the effects of submerged vertical and semicircular breakwaters on near-field hydrodynamics and morphodynamics*. Clemson University. Retrieved from [http://tigerprints.clemson.edu/all\\_theses](http://tigerprints.clemson.edu/all_theses)

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

**DETERMINACIÓN DE INDICES DE VULNERABILIDAD POR  
INUNDACIÓN FLUVIAL. ENSENADA, BAJA CALIFORNIA, MÉXICO**

***Ernesto Hernández, Edgar Mendoza, Rodolfo Silva, Violeta Fernández***

*Coordinación de Hidráulica, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Circuito Escolar s/n,  
Edificio 17, Ciudad Universitaria, CP 04510, Coyoacán, Ciudad de México.*

*Tel. +52(55)56233600 ext. 8633*

*RHernandezU@iingen.umam.mx, EMendozaB@iingen.unam.mx, RSilvaC@iingen.unam.mx,  
VFernandezD@iingen.unam*

**RESUMEN:**

Este trabajo hace énfasis en la importancia de aplicar una metodología de análisis de vulnerabilidad por inundaciones, que integre la mayoría de los parámetros involucrados, siendo la vulnerabilidad el más complejo de cuantificar. La dinámica urbana, la variabilidad de los fenómenos meteorológicos, las políticas públicas en materia de planes y programas de mitigación, la falta de datos, entre otras causas; son el origen de la complejidad. Por ello, definir y agrupar todas las variables involucradas no resulta una tarea sencilla. La metodología que aquí se aplica se fundamenta en las dos grandes vertientes que existen para determinar la vulnerabilidad por inundación: la del enfoque determinista, basado en modelación numérica; y la del enfoque paramétrico, donde se generan índices vulnerabilidad adimensionales. La metodología se aplica a las cuencas urbanas de la bahía de Ensenada, Baja California, México, donde el crecimiento urbano desmedido amenaza con desaparecer los drenes pluviales. Los resultados se muestran en un Sistema de Información Geográfico, que son complementados con los índices del modelo paramétrico que representan la vulnerabilidad en los aspectos social, económico, ambiental y físico.

**ABSTRACT:**

This work emphasizes the importance of applying a flood risk analysis that integrates most of the parameters involved, being the vulnerability the most complex to quantify. The evolution of urban conditions, the variability of hydro-meteorological phenomena, public policy on plans and mitigation programs, lack of data, among others, are the sources of the complexity. Thus, it is not an easy work to define and group all the variables involved. The methodology proposed here is based on the two major approaches that currently exist to determine flood risk: the deterministic model, based on numerical modeling; and the parametric model, where the variables involved about the vulnerability are integrated through dimensionless indexes. The methodology is applied to the urban bay area of Ensenada, Baja California, Mexico, where urban growth threatens waterways. The results are show through a Geographic Information System, which is complemented with the parametric model indexes that show the behavior of vulnerability from the social, economic, environmental and physical points of view.

**PALABRAS CLAVES:** Manejo de riesgo, vulnerabilidad costera, bahías urbanizadas.

## INTRODUCCIÓN

A nivel mundial las inundaciones son consideradas como el desastre de origen natural más dañino y peligroso (Douben, 2006). Según datos de la United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization (UNESCO, 2002), de los desastres que se presentan en el mundo relacionados con el agua, el 50% corresponde a las inundaciones, por encima de las hambrunas, sequías y epidemias. El número de eventos ha crecido a una velocidad vertiginosa, particularmente en áreas urbanas, impactando de manera negativa el funcionamiento normal de los sectores social, de servicio, económico, financiero, entre otros, dejando en mayor vulnerabilidad a la población con menos recursos (Benjamin, 2008).

Determinar la vulnerabilidad por inundación es ciertamente una tarea compleja, dada la gama de variables involucradas y a su estado evolutivo. Así, se tiene la posibilidad de indagar en el tema para el mejor entendimiento de los procesos asociados, combinando parámetros hidrológicos y sociales en casos específicos (Viglione et al, 2014). La vulnerabilidad es sin duda lo que hace al riesgo complejo, por la cantidad de factores que la definen. Según Wisner et al (2004), la causa fundamental para la ocurrencia de un desastre es la vulnerabilidad. A partir de la década de los 80's, se han desarrollado modelos enfocados a determinar la vulnerabilidad bajo diferentes componentes, como por ejemplo el social, el económico, el ambiental y el cultural (Little y Rubin, 1983). Estos modelos reflejan la situación cotidiana de las zonas en estudio, permitiendo visualizar la condición real de las personas expuestas a las inundaciones (Balica, 2007; Sebald, 2010).

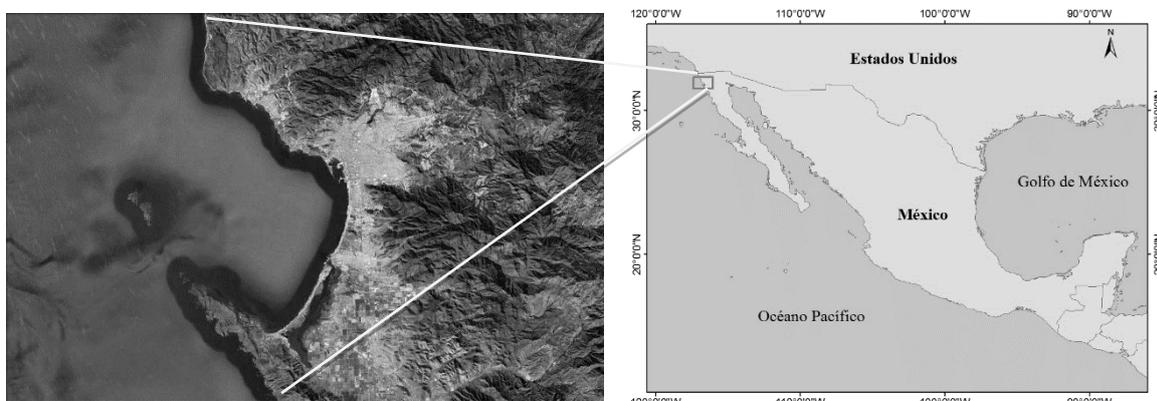
La institución competente para estimar el riesgo por inundación en México es el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), la cual enfatiza que para un diagnóstico adecuado del riesgo primero es necesario tener el conocimiento científico de los fenómenos involucrados, para estimar las posibles consecuencias del fenómeno en función de las características físicas, socioeconómicas y geomorfológicas de los asentamientos humanos en el área de análisis, de tal forma que sea posible plantear un procedimiento general para la elaboración de un Atlas de Riesgo (CENAPRED, 2006; 2013).

La determinación de la vulnerabilidad por inundación se ha convertido en una práctica cada vez más recurrente, debido principalmente a la planeación urbana y a la mitigación de desastres. Por otro lado, el avance de herramientas computacionales como los modelos numéricos (Chen et al, 2009; Notaro et al, 2013; Foudi et al, 2014) y los Sistemas de Información Geográfica (SIG), ha permitido caracterizar y representar al riesgo de una forma más integral y visual, ayudando con ello a los tomadores de decisiones (Fedeski y Gwilliam, 2007; Sarhadi et al, 2012; Zhaoli et al, 2012). En México existen autores comprometidos con la generación y actualización de mapas de riesgo a través de SIG (Alcocer-Yamanaka, 2011; Alcocer-Yamanaka y Rodríguez, 2013). Llaguno-Gilberto (2014) menciona que en México las mayores aportaciones en esta materia se generan a partir de tesis de maestría.

En este trabajo se muestra una metodología basada en dos enfoques. Por un lado, dadas las herramientas computacionales con las que se cuenta hoy en día, se estima el riesgo a través de un enfoque determinista, enfocado a delimitar áreas de inundación y daños mediante la modelación numérica del tránsito de avenidas y desbordamientos. Por otro lado, en vista de la complejidad para estimar particularmente la vulnerabilidad, se aplica un enfoque paramétrico en el que se consideran gran parte de los factores involucrados en la definición de vulnerabilidad por inundación. La metodología se aplica a las cuencas urbanizadas de la bahía de Ensenada, en el Estado de Baja California, México, una de las ciudades con crecimiento estable del país y vulnerable a eventos hidrometeorológicos por su ubicación geográfica.

## CASO DE ESTUDIO

El caso de estudio donde se aplica la presente metodología de análisis de vulnerabilidad por inundaciones son las cuencas urbanas que descargan en la bahía de Ensenada. Estas cuencas se han caracterizado por el crecimiento paulatino de la mancha urbana, que cada año la hace altamente vulnerable a fenómenos hidrometeorológicos (SEDESOL, 2012). Las cuencas urbanizadas de la bahía de Ensenada forman parte de la cuenca hidrográfica 1 Baja California Noroeste que desemboca en el océano Pacífico. A su vez, las cuencas hidrográficas se encuentran bajo la dirección de la Región Administrativa número I (Comisión Nacional del Agua, 2015). La Bahía de Ensenada o Bahía de todos los Santos (ver figura 1) se encuentra en el municipio de Ensenada que es el más extenso del país, cuenta con 52,646.52 kilómetros cuadrados, ubicado en la región Noroeste de la nación, con una anchura máxima de 175 kilómetros y longitud de 590 kilómetros. Representa el 73.5 % de la superficie total del Estado de Baja California. Se sitúa a 106 km de la frontera norte con los Estados Unidos de Norteamérica y sus coordenadas máximas son de 32°16' hasta 28°00' de latitudes norte, y 112°47' a 116°53' longitudes oeste.



**Figura 1.-** Localización de la bahía urbanizada de Ensenada, en la República Mexicana.

Para la aplicación de la metodología, la zona urbana de la bahía de Ensenada se clasificó en cuencas hidrográficas, que a su vez se agruparon aquellas con características similares. El presente estudio muestra los resultados de las cuencas Ensenada y El Gallo (ver Tabla 1 y Figura 2). Dichas cuencas comparten características antrópicas similares y morfología. asimismo, cuentan con un cauce de temporal que funciona a manera de drenaje ante un evento hidrometeorológico, careciente de flujo perene. Los drenes presentan sección trapezoidal con dimensiones que fluctúan en la base (b) de 15 a 25 metros y en la parte superior de (B) de 30 a 35 metros aproximadamente y una altura de 3 a 4 metros. Cuentan con revestimiento tipo enrocamiento en la descarga hacia el mar, aguas arriba su sección es trapezoidal sin revestimiento y con abundante vegetación.

**Tabla 1.-** Rasgos fisiográficos principales de las cuencas de la bahía de Ensenada.

| Cuenca        | Área  |                   | Elevación max – min |        | Longitud de escurrimiento |        |
|---------------|-------|-------------------|---------------------|--------|---------------------------|--------|
|               | [ha]  | [m <sup>2</sup> ] | [msnm]              | [msnm] | [m]                       | [m]    |
| 1. San Miguel | 20925 | 209251512         | 860                 | 0      | 36.1                      | 36,156 |
| 2. Sauzal     | 4043  | 40431571          | 370                 | 0      | 15.8                      | 15,852 |
| 3. 4 Milpas   | 2013  | 20130775          | 270                 | 0      | 7.1                       | 7,175  |
| 4. UABC       | 1101  | 11006692          | 205                 | 0      | 3.8                       | 3,881  |
| 5. Ensenada   | 21782 | 217824897         | 920                 | 0      | 37.4                      | 37,413 |
| 6. El Gallo   | 13019 | 130188689         | 835                 | 0      | 30.2                      | 30,273 |
| 7. San Carlos | 87775 | 877753382         | 1700                | 0      | 92.2                      | 92,276 |
| 8. Las Animas | 87054 | 870539925         | 1170                | 0      | 80.3                      | 80,319 |



**Figura 2.-** Ubicación de las cuencas de la bahía urbanizada de Ensenada.

## METODOLOGÍA

Existen dos grandes metodologías para determinar el riesgo y/o vulnerabilidad por inundación: cuantitativos o deterministas y cualitativos o paramétricos (Balica, Popescu, Beever y Wright, 2012).

La base de los modelos deterministas es el uso de la modelación numérica para caracterizar la física de las inundaciones: tránsito de avenidas y desbordamiento del cauce principal. Los resultados de los modelos numéricos se complementan con un análisis de costos de los daños causados por las inundaciones, y los resultados se integran en mapas de riesgo a través de un SIG. Existen varios tipos de modelos numéricos: los unidimensionales, los bidimensionales y los tridimensionales. La selección de uno u otro dependerá de las necesidades de precisión, los tiempos de elaboración y la capacidad de cómputo principalmente. Si bien un modelo 3D se apega más a las condiciones reales que los modelos 1D y 2D, podría ser muy demandante en cuanto a requisitos de información, tiempo y capacidad de cómputo, por lo que optar por soluciones 1D y 2D podría ayudar a abatir principalmente los tiempos; a pesar de su desventaja respecto de su precisión. Las inundaciones predichas por los modelos numéricos se asocian con la cantidad de daños que éstas ocasionan. Una forma estándar de cuantificar los daños ocasionados por la ocurrencia de inundaciones es a través de los costos de los bienes materiales, o incluso de las pérdidas de vida.

Los modelos cualitativos o paramétricos fueron empleados por primera vez en la década de los 80's (Little y Rubin, 1983). Este concepto surge en virtud de la gran cantidad de información y estudios requeridos para desarrollar el modelo cuantitativo, buscando en un principio simplificar la metodología determinista. Sin embargo, a pesar de que se espera que estos modelos sean más simples en relación con los modelos deterministas, su implementación no deja de ser compleja por la gran cantidad y variabilidad de los parámetros que se trata de incluir. En esencia, los modelos cualitativos se basan en la estimación de la vulnerabilidad de un sistema, utilizando indicadores y estadísticas relacionadas con la zona en estudio. En la actualidad se han desarrollado varios tipos de

metodologías para la determinación de la vulnerabilidad a través Índices de Vulnerabilidad por Inundación, FVI por sus siglas en inglés (Flood Vulnerability Index). A grandes rasgos, los FVI se definen por componentes, siendo típicamente el social, el económico, el ambiental y el físico; y a cada uno se le incorporan indicadores interrelacionados, que a su vez conceptualizan a la vulnerabilidad (Connor, 2005; Balica, 2007; Balica et al, 2009; Sebald, 2010).

Este trabajo adopta por un lado el modelo determinista para analizar el riesgo por inundación a la escala local en la zona urbana de la bahía de Ensenada, utilizando el modelo Iber 2D. Por otro lado, se aplica el modelo paramétrico de Balica (2007), para complementar al modelo determinista, calculando Índices de Vulnerabilidad por Inundación para los cuatro componentes generales: social, económico, ambiental y físico.

De este modo, se integran los beneficios de ambos modelos disminuyendo la incertidumbre en la estimación de riesgo y/o vulnerabilidad por inundación. (Hernández-Urbe et al, 2017).

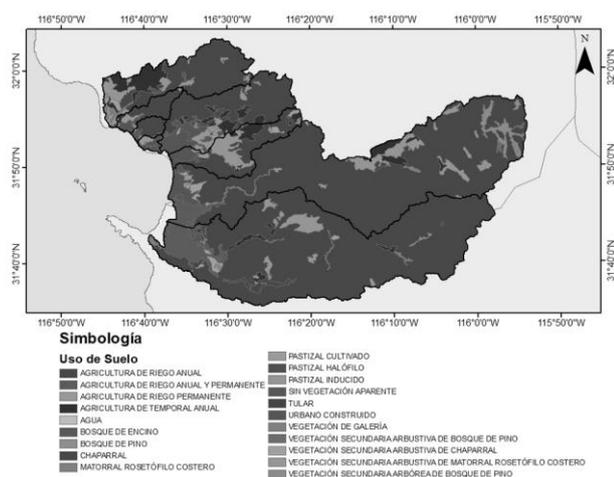
## ANÁLISIS DE RIESGO CON EL MODELO DETERMINISTA

### Hidrología de la bahía de Ensenada

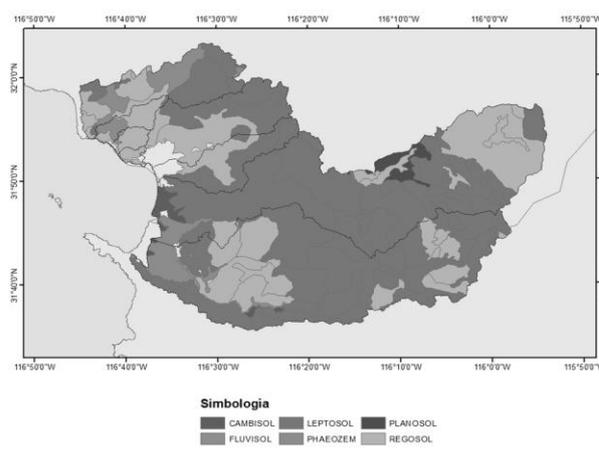
Se analizaron factores esenciales para la generación de un estudio hidrológico, mediante herramientas computacionales. El resumen de los factores se muestra en la Tabla 2. En la Figura 3 se muestran los usos de suelo y las características edafológicas de las cuencas de la bahía de Ensenada.

**Tabla 2.-** Características hidrográficas de las cuencas de la bahía de Ensenada.

| Cuenca     | Pendiente [m/m] | T concentración [Hr] | Coef. escurrimiento [adm] | # N [adm] |
|------------|-----------------|----------------------|---------------------------|-----------|
| San Miguel | 0.0238          | 4.42                 | 0.36                      | 69.85     |
| Sauzal     | 0.0240          | 2.36                 | 0.38                      | 71.93     |
| 4 Milpas   | 0.0326          | 1.07                 | 0.38                      | 72.79     |
| UABC       | 0.0380          | 0.85                 | 0.70                      | 87.85     |
| Ensenada   | 0.0239          | 4.48                 | 0.42                      | 73.39     |
| El Gallo   | 0.0286          | 3.48                 | 0.39                      | 72.03     |
| San Carlos | 0.0200          | 10.04                | 0.33                      | 69.65     |
| Las animas | 0.0154          | 9.87                 | 0.33                      | 69.49     |



a). Usos de suelo



b) Edafología

**Figura 3.-** Uso de Suelo y Edafología de las cuencas de la Bahía de Ensenada.

El estudio hidrológico se alimentó con los datos geomorfológicos y se implementaron procedimientos de polígonos de Thiessen, funciones de distribución de probabilidad, pruebas de bondad de ajuste y generación de curvas de I-D-Tr y P-D-Tr. (Aparicio, 2013).

De acuerdo con el Manual para el Control de Inundaciones (CENAPRED, 2011), se consideran las avenidas de diseño 100 años, las cuales se calcularon con el método Racional y el Hidrograma Unitario Triangular (HUT) en todas las cuencas de la bahía de Ensenada. El método

HUT resultó ser el más apropiado ya que tiene como producto hidrogramas de salida. Asimismo, algunos autores recomiendan el método racional para pequeños terrenos (Campos-Aranda, 1998). A partir de estos gastos, se modelaron los hidrogramas en las descargas de los arroyos hacia el mar. En la Tabla 3 se muestra el resumen de los gastos obtenidos.

**Tabla 3.-** Resumen de gastos obtenidos de las cuencas de la bahía de Ensenada.

| Cuenca     | Periodo retorno [tr] | Intensidad [mm/hr] | Racional [m3/s] | HUT [m3/s] |
|------------|----------------------|--------------------|-----------------|------------|
| San Miguel | 100                  | 10.25              | 55.58           | 84.63      |
| Sauzal     | 100                  | 67.44              | 24.37           | 42.04      |
| 4 Milpas   | 100                  | 61.59              | 27.20           | 43.96      |
| UABC       | 100                  | 87.96              | 45.18           | 80.15      |
| Ensenada   | 100                  | 253.73             | 65.41           | 110.41     |
| El Gallo   | 100                  | 124.06             | 45.62           | 56.90      |
| San Carlos | 100                  | 473.20             | 89.02           | 98.13      |
| Las animas | 100                  | 483.54             | 86.56           | 113.08     |

### Modelaciones

De acuerdo con lo anterior, se analizaron las cuencas Ensenada y El Gallo con características fisiográficas y antrópicas parecidas con el fin de analizar y comparar su vulnerabilidad.

Para las modelaciones de la física involucrada se usó el Software Iber. Se implemento en ambos casos una malla ajustada a la topografía del terreno con triangulación de no mas de 10 metros de área entre triángulos. El modelo Iber se calibró mediante la avenida con periodo de retorno de 2 años, ajustando las rugosidades de Manning. Se transitaron los hidrogramas correspondientes al periodo de retorno de 100 años en un CPU Intel Core i5 y 8 gigas de RAM con un tiempo de computo aproximado de 3 horas para ambos casos. El transito de las avenidas de las cuencas Ensenada y El Gallo equivale a 36 y 34 horas respectivamente.

En las Figuras 4 y 5 se muestran los resultados en el tiempo pico de los hidrogramas para las cuencas Ensenada y El Gallo respectivamente.



**Figura 4.-** Resultado de la modelación en el arroyo Ensenada de la cuenca Ensenada.



Figura 5.- Resultado de la modelación en el arroyo El Gallo de la cuenca el Gallo.

En las Figuras 4 y 5 se observa que los cauces Ensenada y El Gallo con un tránsito de avenida con periodo de retorno de 100 años no presentan desbordamientos. En los casos mas extremos la altura del flujo dentro del cauce presenta los 2.9 m de altura.

## ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD CON EL MODELO PARAMETRICO

### Implementación de la metodología

En esta sección se presenta la metodología paramétrica desarrollada por Balica (2007) y modificada por Hernández-Urbe (2017) a las cuencas de la bahía de Ensenada. La metodología considera tres escalas espaciales: cuenca, subcuenca y área urbana. Por las características del presente caso de estudio, la escala que se aplica es la escala de área urbana. El principio de la metodología es generar un índice de vulnerabilidad, FVI, para cada uno de los cuatro componentes fundamentales: social, económico, ambiental y físico; además, en cada índice se consideran los tres conceptos fundamentales que definen a la vulnerabilidad: Exposición (E), Susceptibilidad (S) y Resiliencia (R), a través de las siguientes expresiones:

$$FVI_{Social} = \frac{P_{fa}, U_a, dis, C_m}{P_e, AP, C_{pr}, W_s, E_r, HDI'} \quad [1]$$

$$FVI_{Económico} = \frac{L_w, U_m, I_{neq}, U_a}{L_{ei}, F_i, A_{mlnv}, \frac{D_{sc}}{V_{year}}, P_e} \quad [2]$$

$$FVI_{Ambiental} = \frac{U_g, R_{ainfall}}{E_v, L_u} \quad [3]$$

$$FVI_{Físico} = \frac{T, P_r}{\frac{E_v}{R_{ainfall}}, \frac{D_{sc}}{V_{year}}, D_l} \quad [4]$$

La principal fuente de información para definir estos indicadores fueron 138 Áreas Geoestadísticas Básicas (AGEB) del Instituto Nacional de Estadística y Geografía de México (INEGI), que son paquetes de información estadística delimitados por calles o avenidas, ver Figura 6. Las AGEB's son las que abarcan las cuencas que integran el área de estudio en la bahía de

Ensenada y se consideraron los datos del último Censo 2010. Otras fuentes de información fueron los gobiernos locales, entrevistas con habitantes y el propio modelo determinista.

En el componente Social se consideró; Población en área de inundación ( $P_{fa}$ ), % de área urbanizada ( $U_a$ ), % de viviendas en abandono ( $dis$ ), Experiencias de aprendizaje ( $P_e$ ), Mortalidad infantil ( $C_m$ ), Acceso a medios de información ( $C_{pr}$ ), Índice de desarrollo humano ( $HDI$ ), Sistemas de alarma ( $W_s$ ), Rutas de evacuación ( $E_r$ ) y Conciencia/preparación ( $AP$ ). El FVI Económico se basa en los siguientes indicadores; Uso de suelo ( $L_u$ ), % de área urbanizada ( $U_a$ ), Desempleo ( $U_m$ ), Desigualdad ( $I_{neq}$ ), Volumen de lluvia anual ( $V_{year}$ ), Expectativa de vida ( $L_{ei}$ ), Inversión gubernamental ( $A_{mlnv}$ ), Capacidad de regulación ( $D_{sc}$ ), Seguros contra inundación ( $F_i$ ) y Experiencias de aprendizaje ( $P_e$ ). Ambientalmente se consideraron los siguientes indicadores; Uso de suelo ( $L_u$ ), Crecimiento urbano ( $U_g$ ), Lluvias ( $R_{ainfall}$ ) y Evaporación ( $E_v$ ). El FVI Físico es afectado por; Topografía de cauces ( $T$ ), Proximidad al río ( $P_r$ ), Evaporación ( $E_v$ ), Lluvias ( $R_{ainfall}$ ), Volumen anual ( $V_{year}$ ), Capacidad de regulación ( $D_{sc}$ ) y Diques ( $D_l$ ).

Conforme el método determinista, la metodología paramétrica también se aplicó de acuerdo con los mismos cuatro tramos del río Atemajac, para comparar y superponer los resultados obtenidos de ambos métodos y desarrollar un análisis integral.

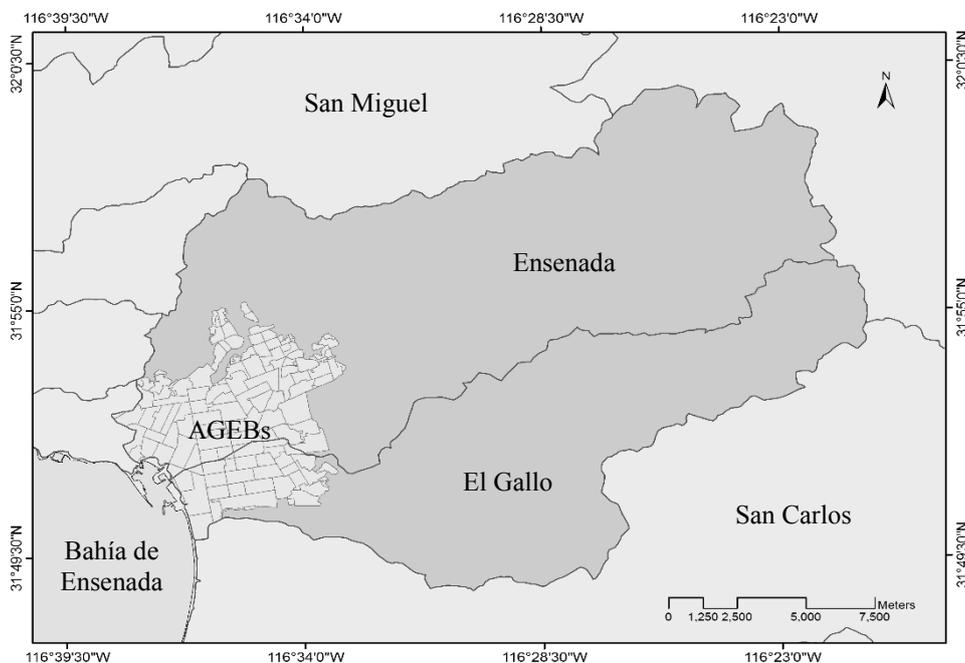


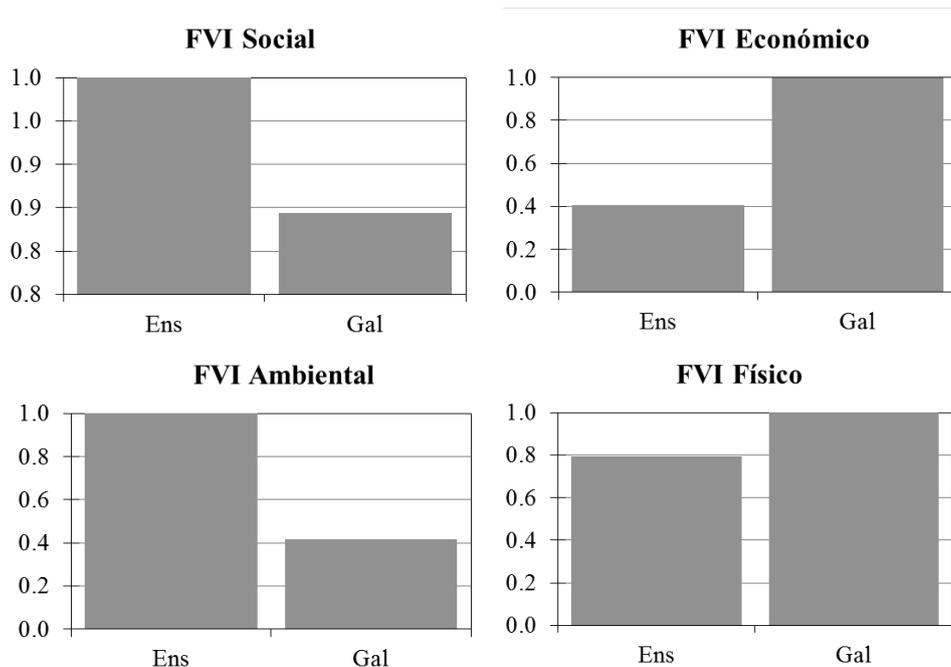
Figura 6.- AGEB's de INEGI divididos por las dos cuencas en estudio.

### Índices de Vulnerabilidad por Inundación en la cuenca Atemajac

Los FVI de las cuatro componentes se muestran en la Figura 7 por tramo, que se normalizaron a través de la siguiente expresión:

$$FVI = \frac{FVI_j}{\max_{i=1}^n (FVI_i)} \quad [5]$$

donde el subíndice  $i$  denota cada FVI de los componentes social, económico, ambiental y físico; y el subíndice  $j$  se refiere al FVI del componente a normalizar.



**Figura 7.-** Índices de Vulnerabilidad por inundación (FVI) normalizados, por cuenca urbana.

El FVI social señala la zona urbana de ensenada como la más vulnerable. Ya que cuenta principalmente con mayor densidad de población distribuido en un área con menor áreas verdes, además de presentar el índice de mortalidad infantil más alto y menor porcentaje de viviendas con acceso a medios de comunicación. Económicamente, la zona urbana de la cuenca El Gallo es la más vulnerable. En este caso particular la cuenca El Gallo cuenta con mayor porcentaje de áreas verdes o sin urbanización, lo que en un principio resultaría en menor afectación por los usos de suelo y la mayor resiliencia ante fenómenos hidrometeorológicos. Sin embargo, al tener mayor desigualdad social en materia educativa la vulnerabilidad se incrementa exponencialmente. Ya que, al existir población con menor capacidad económica y menor educación, suelen ser los más vulnerables y su capacidad de recuperación suele ser más lenta. Por otro lado, En el FVI Ambiental se observa una gran diferencia entre la cuenca Ensenada y El Gallo debido a que la primera presenta menos áreas verdes, incrementando la capacidad de la cuenca a generar escurrimiento y afectar a la población. Por último, la cuenca el Gallo tiene el mayor índice de vulnerabilidad físico ya que la capacidad de respuesta de la cuenca ante un evento hidrometeorológico es superior. Factores como; una pendiente más pronunciada y una mayor cercanía del cauce hacia las viviendas aledañas hacen que se genere mayor vulnerabilidad.

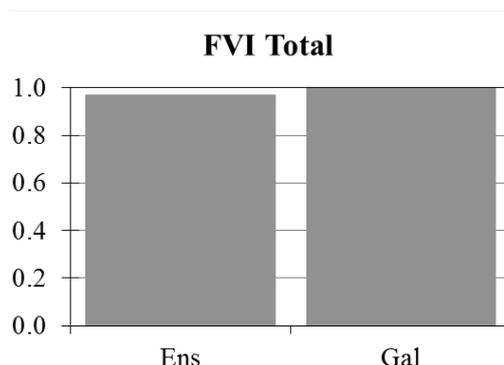
Los valores de los distintos componentes son englobados como lo muestra la Ecuación [6], en la que se representa el Índice de Vulnerabilidad Total,  $FVI_{Total}$ .

$$FVI_{Total} = FVI_{Social} + FVI_{Economico} + FVI_{Ambiental} + FVI_{Fisico} \quad [6]$$

En la Figura 8 se muestran los FVI totales por cada tramo en su forma normalizada. Para este caso y solo comparando dos cuencas de la bahía de Ensenada, la que presenta mayor vulnerabilidad es El Gallo. El FVI Económico y Físico son determinantes en el resultado. Por un lado, es el área menos resiliente económicamente, factores como la marginación, menor nivel educativo son detonantes ante un posible catalizador hidrometeorológico. Por otro lado la cuenca El Gallo presenta morfología desfavorable para la población, mayor pendiente del cauce principal y mayor cercanía del cauce a las viviendas abonan a la vulnerabilidad.

En el caso de la cuenca Ensenada el índice es menor pero preocupante, globalmente está muy cerca de la otra. Si bien, es la menos vulnerable pero no lo es por mucho. Esta zona urbana

posee principalmente mayor población, menores espacios verdes, mayores tasas de mortalidad infantil y desempleo y mayor capacidad de generar volumen pluvial.



**Figura 8.-** Índices de Vulnerabilidad por inundación Totales (FVI) normalizados, por cuenca.

## CONCLUSIONES

La presente metodología de análisis de riesgo por inundación aplicable en zonas urbanas se compone de dos vertientes: la determinista y la paramétrica; lo que genera una visión integral del riesgo. Mientras que el modelo determinista se enfoca en la caracterización de la física del problema de tránsito de avenidas y el desbordamiento del cauce a través de modelación numérica, el modelo paramétrico se encarga prácticamente de los aspectos social, económico, físico y ambiental, en el marco de la conceptualización de vulnerabilidad. Esta visión permite generar información complementaria que minimiza la incertidumbre en la estimación del riesgo.

Como resultado de la aplicación de esta metodología en las cuencas urbanas de la bahía de Ensenada, Baja California, México. Se observa que la cuenca El Gallo agrupa en promedio las condiciones idóneas para incrementar la vulnerabilidad. Sin embargo, la cuenca Ensenada simplemente tiene en promedio una menor normalización. Un mayor número de habitantes con mayor capacidad de respuesta por factores económicos pudieran reaccionar mejor ante algún peligro.

El punto de discusión aquí es; El riesgo y vulnerabilidad es directamente proporcional a la cantidad de personas bajo estudio. Por lo tanto los tomadores de decisión tendrán la disyuntiva (en un caso hipotético) en atender a un mayor número de personas menos vulnerables o un menor grupo de personas más vulnerables.

El presente trabajo forma parte de una investigación doctoral y se encuentra en proceso. Se pretende analizar todas las cuencas y repetir el estudio a varias ciudades costeras de México.

## REFERENCIAS

- Alcocer-Yamanaka, V.** (2011). "Construcción de mapas de riesgo e inundaciones en la región del Soconusco". *Tercer Seminario de Potamología-José Antonio Álvarez*, Tuxtla Gutiérrez, Chiapas, 23-25.
- Alcocer-Yamanaka, V., & Rodríguez, J.** (2013). "Mapas de riesgo de inundación". *Tercera reunión del grupo de trabajo de aguas urbanas UNESCO-PHI/LAC de Agosto*, Buenos Aires, Argentina, 21-23.
- Balica, S.** (2007). *Development and application of flood vulnerability index methodology for various spatial scale*. MSc thesis, UNESCO-IHE Delf University and Techonogy, Holanda.
- Balica, S., Douben, N., & Wright, N.** (2009). "Flood vulnerability indices at varying spatial scales". *Water Science & Technology*, 60, 2571-2580.
- Balica, S., Popescu, I., Beevers, L., & Wright, N.** (2012). "Parametric and physically based modelling techniques for flood risk and vulnerability assessment: A comparison". *Environmental Modelling & Software*, 41, 84-92.
- Benjamin, M.** (2008). *Investigating physical and social dimensions*. MSc thesis, University of Cape Town, South Africa.

- CENAPRED.** (2006). *Guía básica para la elaboración de Atlas Estatales y Municipales de peligros y riesgo: Conceptos básicos sobre peligros, riesgos y su representación Geográfica*. Secretaría Gobernación, México.
- CENAPRED.** (2011). *Manual para el control de inundaciones*. Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales, México.
- CENAPRED.** (2013). *Metodologías propuestas por el CENAPRED para elaborar mapas de riesgo por inundación*. D.F. México.
- Chen, J., Hill, A., & Urbano, L.** (2009). "A GIS-based model for urban flood inundation". *Journal of Hydrology*, (373), 184-192.
- CONAGUA.** (2012). *Regiones hidrológicas*. Recuperado de <http://www.conagua.gob.mx/atlas/ciclo09.html>.
- Connor, R.** (2005). *Flood Vulnerability Index*. Recuperado de [http://www.oieau.fr/mexico/Session\\_5-13/comms/09-WWF4\\_FVI.pdf](http://www.oieau.fr/mexico/Session_5-13/comms/09-WWF4_FVI.pdf).
- Douben, N.** (2006). "Characteristics of river floods and flooding: a global overview". *Irrigation and Drainage*, 55, 1985-2003.
- Fedeski, M., & Gwilliam, J.** (2007). "Urban sustainability in the presence of flood and geological hazards: The development of a GIS-based vulnerability and risk assessment methodology". *Landscape and Urban Planning*, (83), 50-61.
- Foudi, S., Osés-Eraso, N., & Tamayo, I.** (2014). "Integrated spatial flood risk assessment: The case of Zaragoza". *Land Use Policy*, 42, 278-292.
- Hernández-Uribe R. E., Barrios-Piña H., & Ramírez A.** "Análisis de riesgo por inundación; metodología y aplicación a la cuenca Atemajac." *Tecnología y ciencias del Agua*. 8(3) (2017): 5-24.
- Little, R., & Rubin, D.** (1983). "On jointly estimating parameters and missing data by maximizing the complete-data likelihood". *The American Statistician*, 37, 218-220.
- Llaguno-Gilberto, O.** (2014). *Generación de mapas de riesgo considerando la topografía urbana, aplicado a la ciudad de Oaxaca de Juárez, Oaxaca*. M.I. Tesis, Universidad Autónoma de México, México D.F.
- Notaro, V., De Marchisa, M., Fontanazza, C. M., La Loggiab, G., Puleob, V., & Frenia, G.** (2013). "The effect of damage functions on urban flood damage appraisal". *Procedia Engineering*, 70, 1251-1260.
- Salas-Limón, D.** (2015). *Análisis de los efectos indirectos e intangibles asociados a riesgos por inundación en la ciudad de Monterrey, México*. Tesis para obtener el grado de Doctor en filosofía con orientación en arquitectura y asuntos urbanos, Universidad Autónoma de Nuevo León.
- Sarhadi, A., Soltani, S., & Modarres, R.** (2012). "Probabilistic flood inundation mapping of ungauged rivers: Linking GIS techniques and frequency analysis". *Journal of Hydrology*, 458, 68-86.
- Sebald, C.** (2010). *Towards an Integrated Flood Vulnerability Index – A Flood Vulnerability Assessment*. MSc thesis, University of Southampton, UK.
- SEDESOL.** (2012). *Atlas de riesgos naturales del municipio de Ensenada*. Versión 30 de marzo.
- UNESCO.** (2002). *Gestionar los riesgos*. Recuperado de [http://webworld.unesco.org/water/wwap/facts\\_figures/gestionar\\_riesgos.shtml](http://webworld.unesco.org/water/wwap/facts_figures/gestionar_riesgos.shtml).
- Viglione, A., Di Baldassarre, G., Brandimarte, L., Kuil, L., Carr, G., Salinas, J. L., Scolobig, A., & Blöschl, G.** (2014). "Insights from socio-hydrology modelling on dealing with flood risk – Roles of collective memory, risk-taking attitude and trust". *Journal of Hydrology*, 518, 71-82.
- Wisner, B., Blanikie, P., Cannon, T., & Davis, I.** (2004). *Natural Hazards people's vulnerability and disaster*. Routledge, London.
- Zhaoli, W., Hongliang, M., Chengguang, L., & Haijuan, S.** (2012). "Set Pair Analysis Model Based on GIS to Evaluation for Flood Damage Risk". *Procedia Engineering*, 28, 196-201.

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

**CARACTERIZACIÓN MORFOLÓGICA E HIDRODINÁMICA DE LA  
PLAYA SABANCUY, CAMPECHE, MÉXICO**

***Kuc Castilla Angel Gabriel, Mendoza Edgar, Posada Vanegas Gregorio y Silva Casarín Rodolfo***

*Coordinación de Hidráulica, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Circuito Escolar s/n,  
Edificio 17, Ciudad Universitaria, CP 04510, México. Tel +52(55)56233600 ext. 8633.*

*Instituto de Ecología, Pesquerías y Oceanografía del Golfo de México, Universidad Autónoma de Campeche, Av.  
Héroe de Nacozari No. 480 Campus VI Investigación, San Francisco de Campeche, México.*

*AkucC@iingen.unam.mx, EMendozaB@iingen.unam.mx, gposadav@uacam.mx, RSilvaC@iingen.unam.mx*

**RESUMEN:**

Este estudio se centra en la detección y el análisis de los cambios históricos de la costa así como en la caracterización hidrodinámica en la playa de Sabancuy. Los cambios en la costa a lo largo de esta playa se estudiaron a través del uso de imágenes de satélite, determinando las áreas de acreción y erosión de la playa en un periodo de 11 años (2004 – 2015). Los resultados muestran que el rompeolas este que protege el canal de acceso tiene un área de crecimiento de 70,933 m<sup>2</sup>, mientras que la playa en el rompeolas oeste muestra una pérdida de área de 15,766 m<sup>2</sup>. Para la caracterización hidrodinámica se empleó el modelo XBEACH para estimar la propagación del oleaje, la velocidad y dirección de las corrientes así como los cambios en la morfología como resultado de diferentes escenarios de simulación. Este trabajo analiza el problema y ofrece una propuesta como alternativa para minimizar la erosión de la playa.

**ABSTRACT:**

This study focuses on the detection and analysis of the historical changes of the coastline as well as the hydrodynamic characterization in the Sabancuy beach. Coastline changes along this beach was studied through the use of satellite images, from them the areas of beach erosion and accretion were determined in a period of 11 years (2004 - 2015). The results shows that the east breakwater that protects the access channel have a growth area of 70,933 m<sup>2</sup>, while the beach in the west breakwatershows an area loss of 15,766 m<sup>2</sup>. For the hydrodynamic characterization, the XBEACH model was used to estimate wave propagation, speed and direction of the currents as well as changes in the morphology like as result of different simulation scenarios. This work analyses the problem and offers a proposal as an alternative for minimizing the beach erosion.

**PALABRAS CLAVES:** Erosión costera; hidrodinámica costera.

## INTRODUCCIÓN

La zona costera es el ambiente más dinámico de la tierra y la única región a lo largo de todos los continentes donde interactúan la tierra, la atmósfera, el mar y el agua dulce. Su adaptabilidad le permite amortiguar la energía del oleaje, del viento y de las corrientes. Por ello, uno de los principales beneficios que brinda a la sociedad es la protección de sus habitantes, sus posesiones, su riqueza ecológica y sus medios de vida (Silva et al., 2018).

Efectos como el cambio de la morfología de costas, los procesos de erosión y de crecimiento de playas son bastante notorios en diversas escalas geográficas y de tiempo.

La erosión costera ha provocado la reducción de playas, el avance de la línea de costa hacia el continente, la pérdida de ecosistemas, la destrucción de playas de anidación de tortugas marinas, la intrusión salina, y cambios en la batimetría y morfología costera. Más aún, el debilitamiento de la zona costera pone en alto riesgo los valores humanos como carreteras, líneas eléctricas, casas habitación e infraestructura petrolera (Torres Rodríguez et al., 2010).

El litoral mexicano abarca una extensión de 11,122 km, exclusivamente en su parte continental, de los cuales 7,828 km se tienen en el litoral del Pacífico y Golfo de California y 3,294 km corresponden al Golfo de México y Mar Caribe (SEMARNAT, 2016).

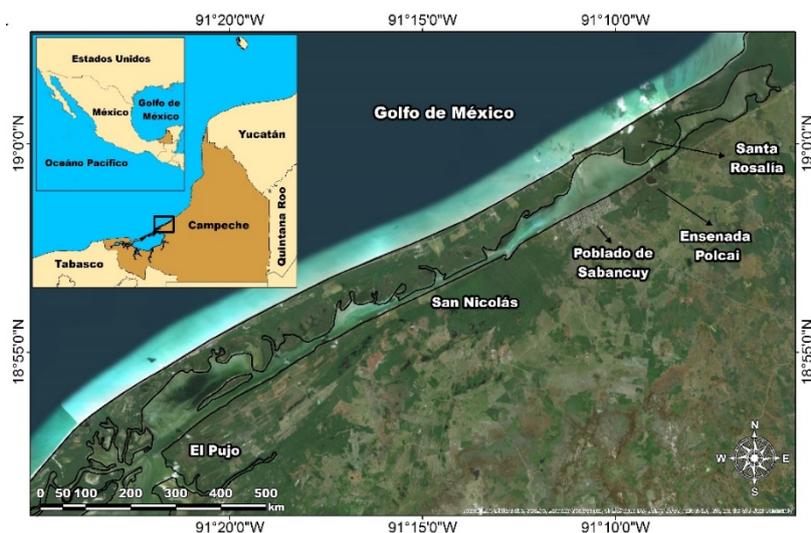
La costa del estado de Campeche tiene una longitud de 523 km y una superficie de 43,534 ha cubiertas por dunas (López Rosas et al., 2014). Prácticamente todo el litoral de Campeche se encuentra en proceso de erosión dominante, en algunas playas, alternado con episodios de acreción (Torres Rodríguez et al., 2010).

En el estero de Sabancuy, ubicado en el estado de Campeche, se construyó en 1980 (Secretaría de Comunicaciones y Transportes, 2001) un canal artificial rectificado con escollera en ambas márgenes. Su objetivo era el de comunicar el estero con el mar a fin de mejorar las interacciones ecológicas del hábitat, así como mantener y hacer más eficiente la operación pesquera existente en este sitio. El efecto de estas estructuras en la playa de Sabancuy se hizo evidente casi de inmediato. El transporte longitudinal de sedimentos, que es principalmente de este a oeste, se interrumpió, causando sedimentación al este del canal y una erosión severa al oeste.

El presente trabajo se centra en analizar la evolución de la línea de costa así como caracterizar la hidrodinámica como consecuencia de la construcción de las escolleras como parte de un diagnóstico que permita proponer soluciones efectivas para el control de la erosión costera.

## CASO DE ESTUDIO

El estero de Sabancuy se localiza en la región oriental de la Laguna de Términos en las coordenadas 18°59'10"N y 91°10'31"O (Carranza-Edwards et al., 1975) y se divide en cinco áreas: El Pujo, San Nicolás, el poblado de Sabancuy, Ensenada Polcai y Santa Rosalía. En el suroeste, en la zona de El Pujo, el estero está conectado a la Laguna de Términos donde se forman llanuras de inundación pantanosas. En el límite noreste, cerca de Ensenada Polcai, se tiene un canal artificial que conecta con el Golfo de México (Villalobos-Zapata y Mendoza Vega, 2010) que sirve a los pescadores locales (Figura 1).



**Figura 1.-** Localización de Sabancuy en el estado de Campeche.

El clima de la región es cálido-húmedo con tres estaciones distintas: secas (febrero a abril), lluvias (mayo a octubre), y “Nortes”, o tormentas de invierno (noviembre a enero) (Agraz Hernández et al., 2015). Durante la estación de secas, las playas generalmente se estabilizan, mientras que durante las temporadas de lluvias y “Nortes” se reportan períodos de erosión (Torres Rodríguez et al., 2010).

Las arenas del área de estudio consisten principalmente en fragmentos de conchas carbonatadas de diferentes tamaños y altos contenidos de fragmentos líticos claros con poca abundancia de cuarzo y feldespato. Este tipo de minerales son depositados por la escorrentía de los diferentes ríos que bordean el área (López Rosas et al., 2014).

La importancia de estudiar la zona de Sabancuy radica en la mezcla de activos humanos (carretera federal 180 y el canal artificial) con valores ecológicos (campamento de tortugas marinas “La Escollera” y playa de Sabancuy).

## METODOLOGÍA

El trabajo comprende la reconstrucción histórica de la línea de costa de Sabancuy entre los años 2004 a 2015 mediante el uso de un sistema de información geográfica (SIG), por medio del cual se determina el desplazamiento de la línea de costa.

Se realizó la modelación numérica de diferentes escenarios seleccionados, los resultados se utilizaron de forma complementaria para obtener el transporte de sedimento y proponer una alternativa para la mitigación de la erosión en la costa.

### Evaluación de la evolución de la costa

Las variaciones en la línea de costa, como la erosión o la acreción, se deben a múltiples factores que se pueden tener distinto origen (natural o antrópico), escala espacio-temporal y permanencia. Es decir que, dichos cambios pueden ser temporales o permanentes, ocurrir de manera repentina o a lo largo de décadas y; ser locales o regionales.

Para el análisis de la variación del litoral de Sabancuy se utilizaron imágenes satelitales obtenidas de la base de datos de Google Earth para el período 2004 – 2015. El software ArcGIS se utilizó para georreferenciar las imágenes, en función de puntos de control. A partir de estas imágenes georreferenciadas, se digitalizó manualmente la línea de costa considerando la zona intermareal interpretada de cada una de las imágenes, posteriormente las líneas digitalizadas se exportaron al software AutoCAD para su procesamiento y análisis.

Para determinar el área de erosión/acreción entre imágenes de fechas distintas, se utilizó el método de áreas de referencia. Este método consiste en dibujar un polígono que cubra la zona

intermareal en la imagen más antigua, sirviendo como línea base de referencia. Los vértices de este polígono se toman como los límites para obtener el polígono correspondiente en cada imagen. El área producida por la intersección de polígonos entre imágenes subsecuentes corresponde al desplazamiento de la línea costera, a partir del cual se calcularon las áreas de erosión y acreción, mediante la diferencia de áreas continentales entre imágenes. Los valores de desplazamiento negativo se consideran como erosión y los valores positivos denotan acreción (Torres Rodríguez et al., 2010).

## **Análisis de oleaje**

Los datos usados para el análisis y caracterización del oleaje se obtuvieron del módulo de reanálisis del modelo WAVEWATCH III (2018), teniendo la altura de ola significativa ( $H_s$ ), periodo pico ( $T_p$ ) y dirección del oleaje con intervalos a cada 3 horas en el periodo 2005 - 2017. Los datos de oleaje se extrajeron del elemento de la cuadrícula de cálculo ubicado en las coordenadas  $19^{\circ}20'14''N$  y  $91^{\circ}19'59.94''O$ , a 40 km de la costa.

Se empleó el software CAROL, desarrollado por el Instituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria (IH-Cantabria) para obtener la probabilidad de ocurrencia de altura de ola significativa en régimen medio, el umbral de altura de ola significativa para régimen extremal así como la rosa de oleaje anual y de tormenta.

El régimen medio fue definido ajustando los datos a distribuciones del tipo Normal, Log-Normal, Weibull de Mínimos y Gumbel de Máximos, observando cual tenía el mejor ajuste por el coeficiente de correlación.

El régimen extremal se calculó por el método de los valores de pico (*Peak Over Threshold*, POT). El método POT se basa en suponer que los máximos que superan un cierto umbral y que están separados por un cierto intervalo de tiempo son independientes entre sí. Esto implica que si en un año ha habido tormentas muy importantes no es a causa de que los sucesos tiendan a concentrarse en ciertos años, sino que esta concentración ha sido por azar. Si las tormentas son independientes, el hecho de que en un año haya habido una gran tormenta no significa que la probabilidad de que en ese mismo año existieran otras tormentas importantes sea mayor o menor. Aceptada la hipótesis, la muestra a analizar estará constituida por los máximos locales o bien por los picos de tormentas que superen un determinado umbral de altura (Solano Puente, 2009).

## **Modelación numérica**

Un modelo puede definirse como la representación de algún objeto o sistema, en un lenguaje o forma de fácil acceso o uso, con el objetivo de poder entenderlo y generar sus respuestas ante diferentes condiciones.

Los modelos tratan de describir el sistema natural por medio de fórmulas matemáticas y secuencias lógicas.

La herramienta elegida para estimar la propagación del oleaje, la velocidad de corrientes y los cambios morfológicos, es el software XBEACH. El modelo consiste en una serie de fórmulas que representan la propagación de onda corta, ecuaciones no estacionarias para aguas someras, ecuaciones para transporte de sedimentos y la variación de la batimetría (Roelvink et al., 2009).

Para el análisis hidrodinámico se empleó un modelo topobatimétrico de Sabancuy obtenido a partir de un Modelo Digital de Elevaciones (MDE) con resolución espacial de 20 m y de mapas batimétricos de la Secretaría de Marina (SEMAR, 2011). El dominio computacional usado, abarca un área de  $551 \text{ km}^2$  (aproximadamente 29 km de largo por 19 km de ancho).

Las simulaciones numéricas se realizaron considerando tres escenarios:

- Oleaje en condiciones de régimen medio.
- Oleaje en condiciones de “Norte”.
- Oleaje en condiciones de huracán.

Los datos de entrada para la modelación numérica son las condiciones de oleaje definidas por la altura de ola, periodo pico y dirección en cada escenario de simulación (Tabla 1).

**Tabla 1.-** Parámetros de oleaje definidos para cada escenario de simulación.

| Escenario de simulación | Hs (m) | Tp (s) | Dirección |
|-------------------------|--------|--------|-----------|
| Régimen medio           | 0.40   | 3      | NNE       |
| “Norte”                 | 1.20   | 5      | NNO       |
| Huracán                 | 3      | 9      | ONO       |

El tiempo de simulación fue de 5 días para régimen medio y de 3 días para tormentas (“Norte” y huracán), para obtener la altura de ola en la zona de rompiente, el cual es un dato útil para estimar el transporte de sedimentos, la dirección y magnitud de las corrientes así como los cambios en la morfología de la playa.

### Transporte litoral

El transporte litoral se define como la cantidad de sedimento que es transportado por los procesos de oleaje y corrientes de manera longitudinal a la costa.

Calcular el transporte litoral es complicado por la cantidad de factores que intervienen en el proceso como el oleaje, la hidrodinámica, la morfología de la playa, tamaño y tipo del sedimento y variabilidad del clima marítimo. Debido a esto se ha elegido la formulación de (Kamphuis, 1991) para realizar el cálculo. Basado en experimentos y mediante análisis dimensional Kamphuis desarrolló una fórmula para estimar el transporte de sedimentos, la cual posteriormente fue validada con datos obtenidos en campo y modelación, y se expresa como:

$$Q_v = 7.3H_{sb}^2 T_p^{1.5} m_b^{0.75} D_{50}^{-0.25} \text{sen}^{0.6}(2\alpha_b) \quad [1]$$

En donde

$Q_v$  = Tasa de transporte (m<sup>3</sup>/h)

$H_{sb}$  = Altura significativa de ola en zona de rompiente (m)

$T_p$  = Periodo pico del oleaje (s)

$m_b$  = Pendiente desde la línea de rotura a la línea de costa

$D_{50}$  = Tamaño de sedimento (m)

$\alpha_b$  = Ángulo de rotura del oleaje respecto a la línea de costa (grados)

## RESULTADOS

### Evolución de la línea de costa

Las imágenes utilizadas para el análisis de los cambios en la línea de costa tienen fecha de 28/02/2004 y 20/02/2015, que corresponden a la estación de “Nortes”.

Para un mejor análisis y descripción de los cambios que se han presentado en la línea de costa de Sabancuy, se dividió la zona en dos secciones, tomando como punto intermedio el canal de acceso al estero (Figura 2). Con los datos disponibles, se analizaron 1.6 km de costa al este del canal y 9 km al oeste.



**Figura 2.-** Secciones en la playa de Sabancuy.

Como resultado del análisis de las imágenes de satélite, las áreas de acreción y erosión entre 2004 y 2015 se muestran en la Tabla 2.

**Tabla 2.-** Áreas de acreción y erosión obtenidas de imágenes de satélite de la playa Sabancuy.

| Periodo    | Zona        | Acreción (m <sup>2</sup> ) | Erosión (m <sup>2</sup> ) | Balace sedimentario (m <sup>2</sup> ) |
|------------|-------------|----------------------------|---------------------------|---------------------------------------|
| 2004 -2015 | Playa este  | 70,933                     | 0                         | 70,933                                |
|            | Playa oeste | 32,583                     | 48,349                    | -15,766                               |

Los resultados muestran una acreción en la sección este de la playa, habiendo ganado 70,933 m<sup>2</sup> de playa seca. A su vez, la playa en el oeste muestra un retroceso de 15,766 m<sup>2</sup> de playa seca (Figura 3). Esto corresponde a la respuesta esperada de la costa a estructuras como las que se colocaron en Sabancuy.



**Figura 3.-** Detalle de las áreas de acreción y erosión en la zona del canal de acceso.

### Caracterización del oleaje

La costa de Sabancuy está expuesta a olas estacionales, es decir, dependen de la dirección e intensidad del viento. Las Figuras 4 y 5 muestran los datos de oleaje para el período de análisis, 2005 – 2017.

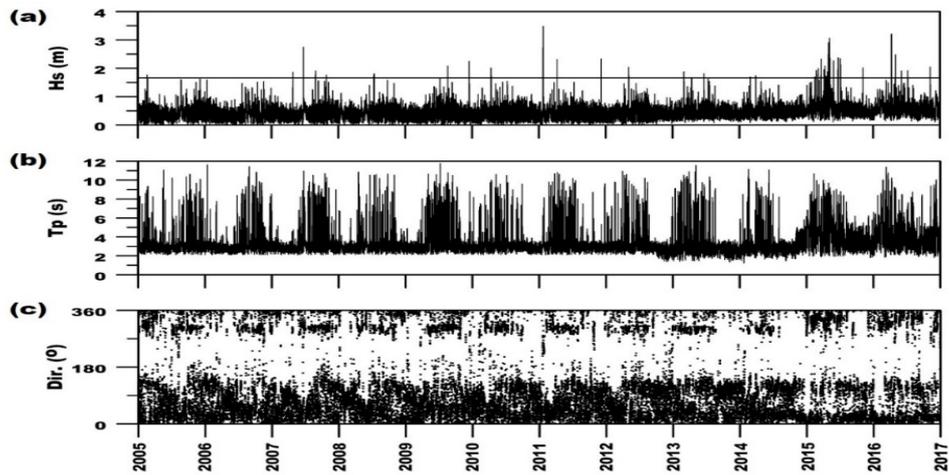


Figura 4.- Serie de datos de oleaje de 2005 a 2017. (a) Altura de ola significativa (Hs); (b) periodo pico (Tp); (c) dirección de oleaje

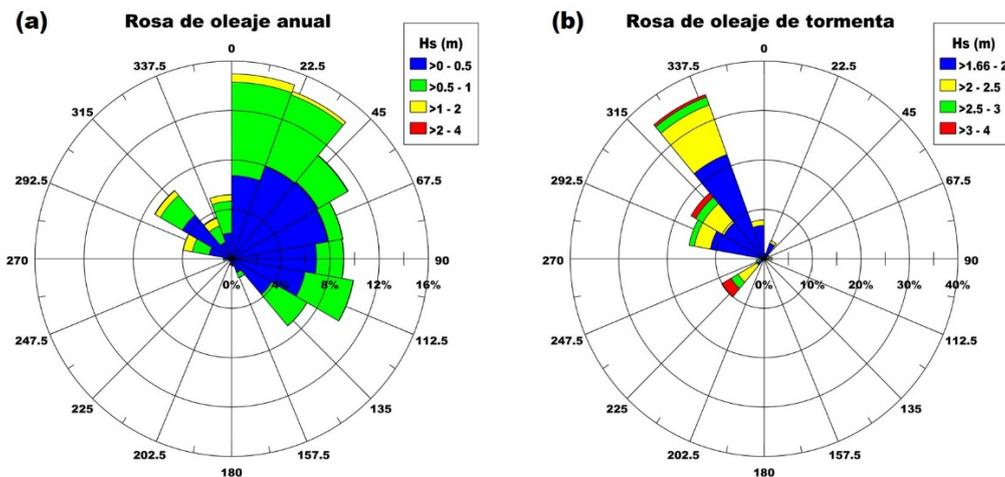


Figura 5.- (a) Rosa de oleaje anual; (b) rosa de oleaje de tormenta.

En régimen medio el oleaje proveniente del nornoreste es el que domina el clima de ola anual de la región. De acuerdo con el análisis la altura de ola significativa en régimen medio es de 0.40 m (Figura 6).

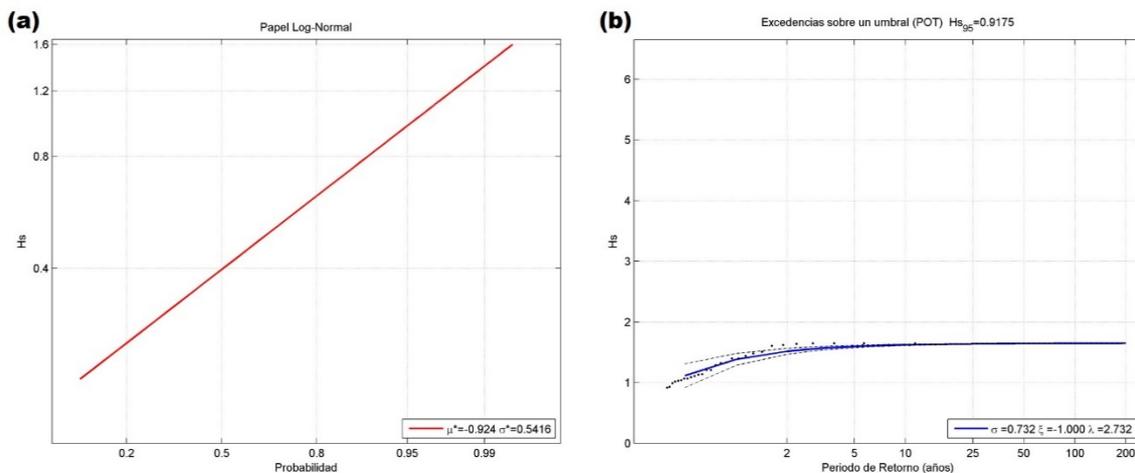


Figura 6.- (a) Gráfico de altura de ola significativa (Hs) en régimen medio; (b) Altura de ola significativa (Hs) en régimen extremo, calculado por el método POT

Las tormentas típicas de la zona son los ciclones tropicales que se forman en el Océano Atlántico (de junio a octubre) y las tormentas localmente conocidas como “Nortes” que producen

olas del norte/noroeste. Los “Nortes” ocurren con mayor frecuencia entre los meses de noviembre a febrero. Una altura de ola significativa de 0.91 m se definió como umbral de tormentas para la zona (Figura 6), este valor se dibujó con una línea en la Figura 4 para facilitar la identificación de episodios de oleaje más energéticos.

### Hidrodinámica costera

La modelación numérica consistió en la aplicación del modelo XBEACH en tres casos representativos del clima marítimo de la zona, para definir la altura de ola en la zona de rompiente, las corrientes y cambios en la morfología.

La Figura 7 muestra los resultados de la propagación de altura de ola. Se observa que la altura de ola en condición media se encuentra entre los 0.15 m y 0.20 m en la zona de rompiente.

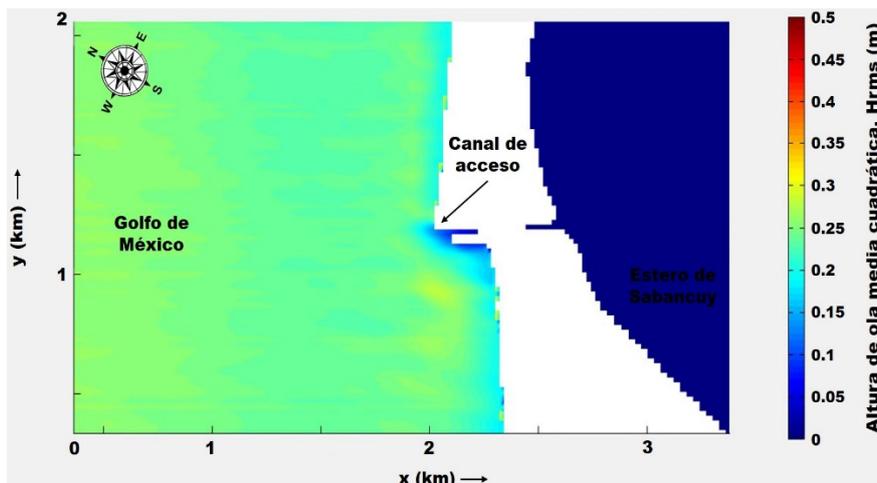


Figura 7.- Altura de ola media cuadrática (Hrms) en régimen medio.

Los resultados de circulación de corrientes producto del oleaje en régimen medio se presentan en la Figura 8, las velocidades máximas se presentan en la escollera este al ser un obstáculo al flujo natural. La tendencia de la trayectoria que se espera que siga el sedimento se representa mediante flechas, teniendo que el flujo en estas condiciones es en dirección este a oeste.

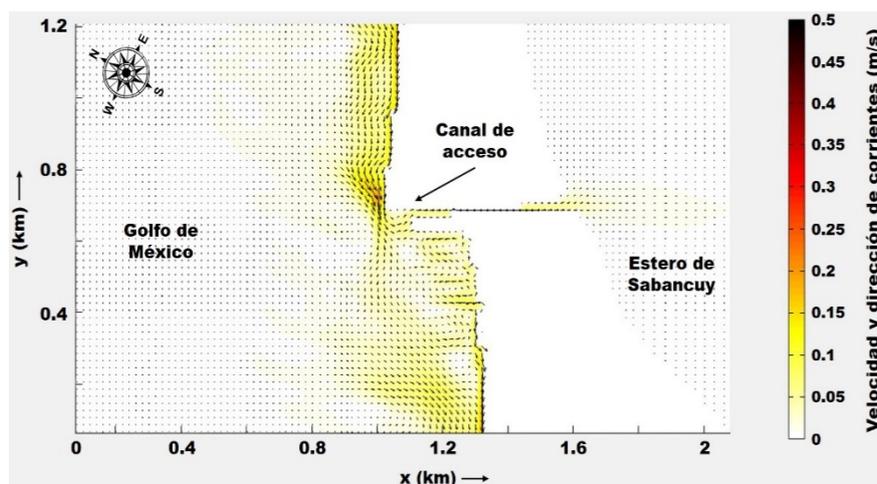


Figura 8.- Velocidad y dirección de corrientes en régimen medio.

En las Figuras 9 y 10 se muestra la altura de ola en condiciones de tormenta, obteniendo valores de entre 0.25 m a 0.30 m como resultado de un “Norte”, en el caso de ocurrencia de huracán la altura de ola obtenida oscila entre los 0.35 m y 0.40 m.

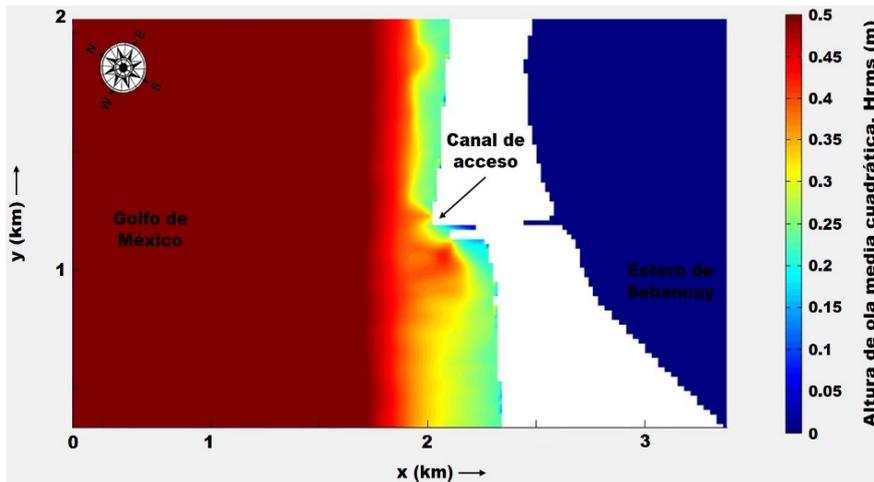


Figura 9.- Altura de ola media cuadrática (Hrms) en condiciones de “Norte”.

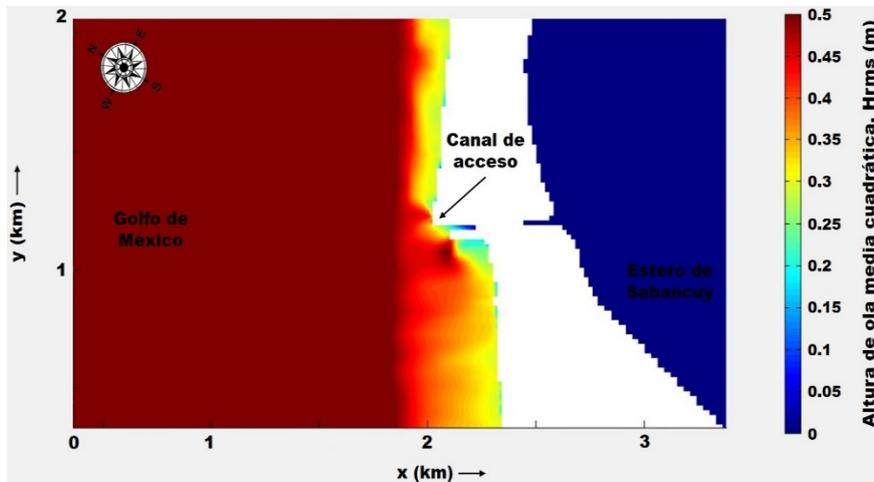


Figura 10.- Altura de ola media cuadrática (Hrms) en condiciones de huracán.

En cuanto a los resultados de las corrientes asociadas al oleaje por tormenta se presentan en las Figuras 11 y 12, esto nos permite identificar las zonas donde ocurren las velocidades más altas y es donde el sedimento será más susceptible a ser transportado por acción del oleaje.

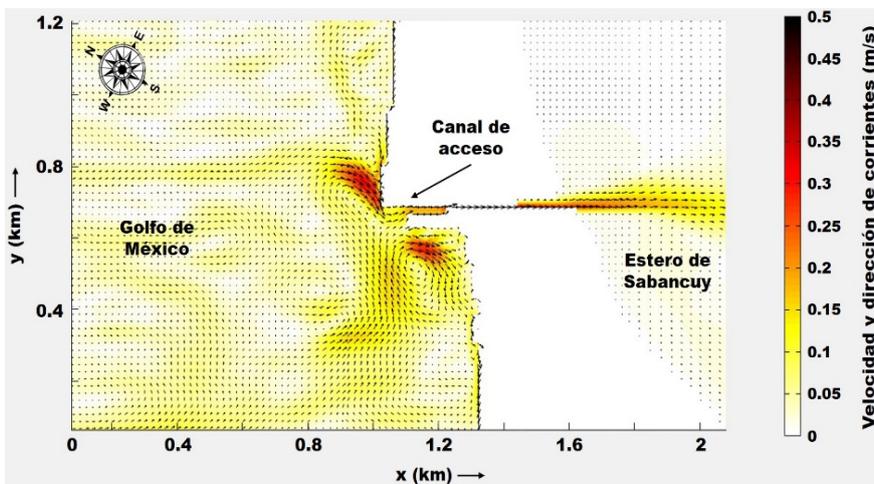


Figura 11.- Velocidad y dirección de corrientes en condiciones de “Norte”.

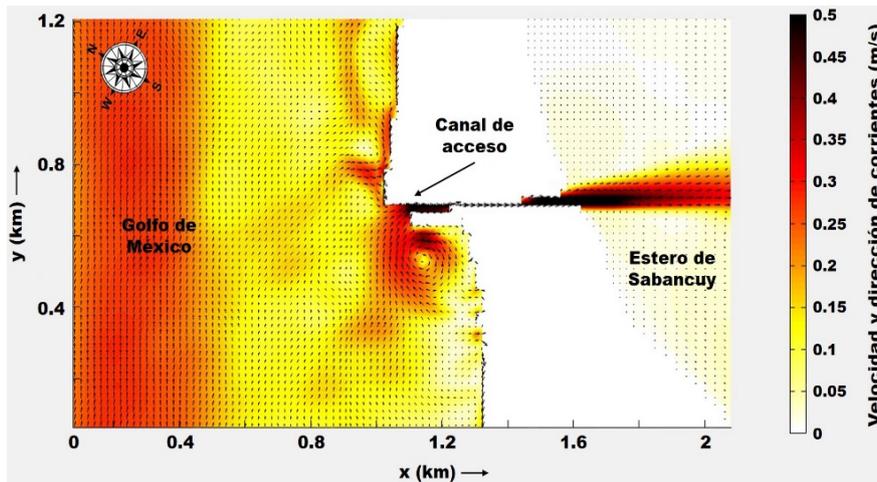


Figura 12.- Velocidad y dirección de corrientes en condiciones de huracán.

Los cambios en la morfología de la playa se hicieron evidentes en los escenarios en condiciones de tormenta. Para el caso de la simulación en régimen medio, no se observa un cambio en la playa, lo cual nos indica que la evolución morfológica en estas condiciones ocurre a largo plazo y no en cuestión de días como en el caso de una tormenta. En las Figura 13 y 14 se observa la evolución morfológica de la playa para las condiciones de oleaje simuladas para un “Norte” y un huracán, respectivamente. En ambos casos se tiene que los mayores cambios ocurren en la zona de influencia de las escolleras. Adicional, se tiene para el caso de huracán, cambios en el interior del canal de acceso y en el estero. Los cuadros rojos señalan las zonas donde hubo cambios morfológicos.

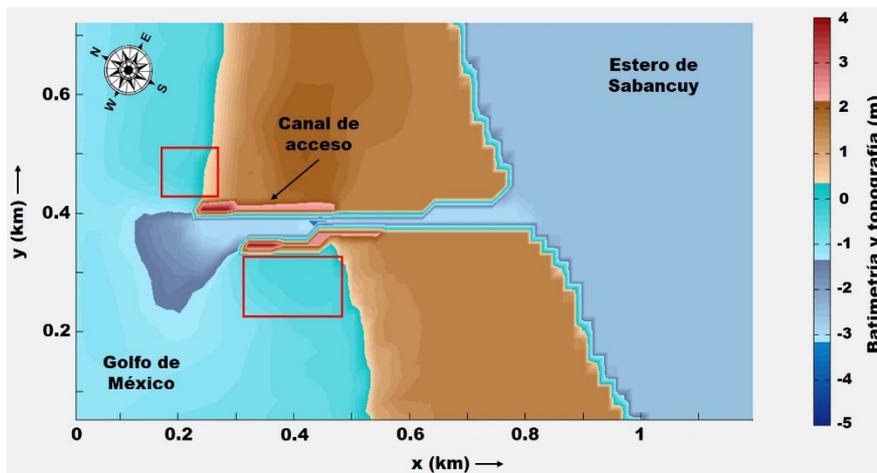


Figura 13.- Evolución morfológica en condiciones de “Norte”

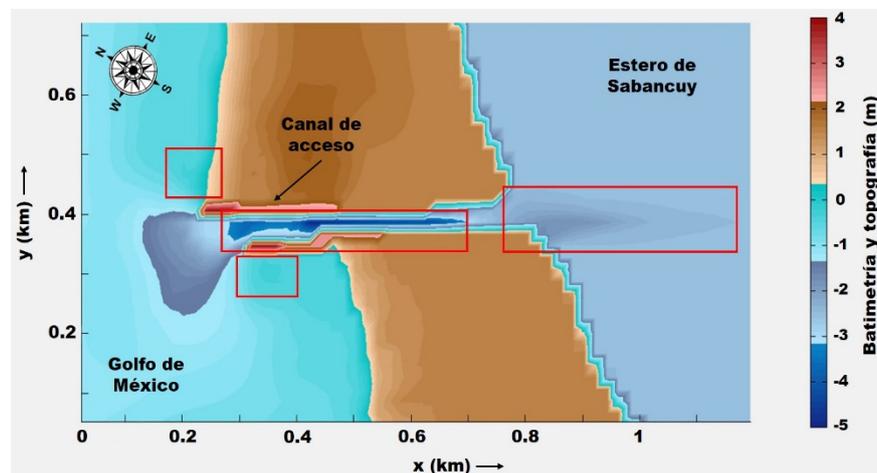


Figura 14.- Evolución morfológica en condiciones de huracán.

## Volumen de sedimento transportado

Con el objetivo de obtener un valor de transporte litoral con el cual realizar el dimensionamiento del relleno de playa, a continuación se presentan los resultados obtenidos en los diferentes escenarios.

De acuerdo a las condiciones de oleaje en régimen medio, se obtuvo que el transporte de sedimentos es de  $0.40 \text{ m}^3/\text{h}$  lo que nos da un total de  $3504 \text{ m}^3/\text{año}$ .

Respecto al transporte litoral estimado en eventos extremos se tiene que ante la ocurrencia de un “Norte” el volumen de sedimento transportado es de  $1.35 \text{ m}^3/\text{h}$ , en el caso de un huracán el volumen transportado asciende a  $6.41 \text{ m}^3/\text{h}$ .

## Propuesta para regeneración de la playa

Considerando los cambios que se han producido en la playa oeste en el periodo 2004 – 2015, se propone hacer un relleno artificial que se extendería longitudinalmente en la sección más erosionada, mediante la implementación de un bypass de arena.

Los sistemas de bypass de arena, se refiere a un sistema, que puede ser fijo o móvil, para la transferencia de arena por medios mecánicos, desde una zona de acumulación hacia una zona de pérdida o déficit de sedimento (erosión) con el fin de restablecer el flujo natural de arena.

La implementación de estos sistemas se recomienda en casos donde después de la construcción de infraestructura marítima (espigones o escolleras perpendiculares a la costa) la zona costera experimenta efectos de crecimiento de playa corriente arriba de una escollera o espigón (*updrift*) y erosión de la playa corriente abajo (*downdrift*).

El volumen total de arena que se considera para el relleno es de  $3504 \text{ m}^3$ , que equivale al transporte longitudinal anual en régimen medio. Al considerar este volumen de arena se pretende ofrecer una solución para mitigar el problema de erosión presente en la playa oeste, siendo que es el volumen de sedimento que se transportaría de manera natural sin la presencia de las escolleras que forman parte del canal artificial.

Se plantea aprovechar como fuente de arena el sedimento que se acumula de manera natural en el interior del estero (Figura 15), esto podría darnos mayor certeza de que el material de préstamo y el nativo serán compatibles en sus características, pues esto resulta de gran importancia para la regeneración de playas. Si la arena que se usa para el relleno contiene partículas de un tamaño menor al de la zona donde se colocará, puede resultar inestable y perderse como producto de la acción de las corrientes. Por lo que sería necesario realizar un análisis granulométrico tanto del sedimento nativo de la zona como el usado para relleno y determinar si cumplen con las características.



Figura 15.- Ejemplo.

## CONCLUSIONES

El análisis de los cambios en la línea de costa utilizando imágenes satelitales revela que el área de estudio ha experimentado altas tasas de erosión y acreción en diferentes zonas de la playa. Se encontró que la playa este ha tenido un crecimiento de 70,933 m<sup>2</sup>, mientras que la playa oeste ha presentado un retroceso de 15,766 m<sup>2</sup>. Estos cambios en la línea de costa reflejan las características en la dinámica costera de la zona. Esta dinámica se pudo observar mediante la aplicación de modelos numéricos, obteniendo la respuesta de la playa ante diferentes condiciones de clima marino.

Los resultados de estos análisis muestran que la causa de la erosión de la playa Sabancuy es antrópica, es decir, no corresponde a un proceso natural. Es causado por la construcción de las estructuras que protegen el canal de navegación hacia el estero. Teniendo que en el lado este de la estructura de protección hay un proceso de sedimentación, mientras que en el lado oeste hay un proceso erosivo.

Se consideró como alternativa para la recuperación de la playa, la aplicación de un bypass de arena dada las características de la zona y la problemática antes establecida, de tal modo que se pudiera aprovechar el sedimento que se encuentra azolvado en el estero, lo que ayudaría en la recuperación del ancho de playa.

Finalmente el presente trabajo forma parte de una investigación que se encuentra en proceso, donde se contempla el análisis de diferentes propuestas para el control de la erosión considerando los puntos de vista ecológico, físico, económico y social.

## REFERENCIAS

- Agraz Hernández, C. M., Chan Keb, C. A., Iriarte-Vivar, S., Posada Vanegas, G., Vega Serratos, B. y Osti Sáenz, J.** (2015). "Phenological variation of Rhizophora mangle and ground water chemistry associated to changes of the precipitation". *Hidrobiológica* 25: pp. 49–61.
- Carranza-Edwards, A., Gutiérrez-Estrada, M. y Rodríguez Torres, R.** (1975). "Unidades morfotectónicas continentales de las costas mexicanas". *Anales Del Centro De Ciencias Del Mar Y Limnología* 2: pp. 81–88.
- Kamphuis, J W.** (1991). "Alongshore Sediment Transport Rate". *Journal of Waterway Port Coastal and Ocean Engineering* 117: pp. 624-640.
- López Rosas, H., Moreno-Casasola, P., Infante Mata, D., Espejel, I., Jiménez-Orocio, O., Martínez, M. L., Rodríguez-Revelo, N., Espejel González, V. E. y Monroy, R.** (2014). *Campeche*. En Diagnóstico de las dunas costeras de México, CONAFOR, pp. 169–180.
- NOAA.** (2018). WAVEWATCH III (WW3). Marine Modelling and Analysis Branch. Obtenido de <ftp://polar.ncep.noaa.gov/pub/history/waves/>
- Roelvink, D., Reniers, A., van Dongeren, A., van Thiel de Vries, J., McCall, R. y Lescinski, J.** (2009). "Modelling storm impacts on beaches, dunes and barrier islands". *Coastal Engineering* 56: pp. 1133–1152.
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes.** (2001). Listado de Puertos.
- SEMAR.** (2011). Carta Náutica Bahía de Campeche, SM 840.
- SEMARNAT.** (2016). Costas de México. Obtenido de <http://www.semarnat.gob.mx/temas/gestion-ambiental/zona-federal/costas-de-mexico>.
- Silva, R., Martínez, M. L., Moreno-Casasola, P., Mendoza, E., López-Portillo, J., Lithgow, D., Vazquez, G., Martínez, R. y Ibarra, R.** (2018). *Aspectos Generales de la Zona Costera*. UNAM, INECOL, pp.54.
- Solano Puente, M.** (2009). *Caracterización extremal del oleaje en la costa catalana*.
- Torres Rodríguez, V., Márquez García, A., Bolongaro Crevenna, A., Chavarria Hernández, J., Expósito Díaz, G. y Márquez García, E.** (2010). *Tasa de erosión y vulnerabilidad costera en el estado de Campeche debidos a efectos del cambio climático*. En Vulnerabilidad de las zonas costeras mexicanas ante el cambio climático. Semarnat-INE, UNAM-ICMyL, Universidad Autónoma de Campeche, pp. 325-344.
- Villalobos-Zapata, G. J., y Mendoza Vega, J.** (2010). *La Biodiversidad en Campeche: Estudio de Estado*. Comisión Nacional para el Conocimiento y Uso de la Biodiversidad (CONABIO), Gobierno del Estado de Campeche, Universidad Autónoma de Campeche, El Colegio de la Frontera Sur, pp. 730.

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

**FUNCIONAMIENTO DE UN DIQUE SUMERGIDO HOMOGÉNEO DE  
PIEZAS MODULARES**

***Dea Maribel Cárdenas Rojas, Edgar Mendoza, Rodolfo Silva***

*Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Cd. Universitaria, 04510 D.F., México,  
dcardenasr@iingen.unam.mx; emendozab@iingen.unam.mx; rsilvac@iingen.unam.mx*

**RESUMEN:**

En este trabajo se describen las características geométricas de un dique sumergido construido a partir de piezas modulares; cómo se conforman los diferentes sectores del dique y la importancia de cada uno. El principal objetivo de este trabajo es analizar la eficiencia hidráulica de un dique modular sumergido para evaluar su funcionamiento como atenuador de la energía de oleaje y como herramienta para generar condiciones hidrodinámicas que permitan la fijación de los iniciadores de una cadena alimenticia que resulte en la colonización de la estructura. Esto se desarrolló a través de un modelo físico dentro del canal de oleaje en el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Se observó que la estructura es capaz de disipar energía además de mostrar estabilidad al no sufrir deslizamientos de los elementos durante los ensayos.

**ABSTRACT:**

The main geometric characteristics of a submerged coastal structure made of modular elements are presented in this paper. The distribution and placement of the modular elements on each sector of the dike is also described. The main goal of this study is analyzing the hydraulic efficiency of a submerged coastal structure made of modular elements to evaluate its operation as an attenuator of wave energy and as a tool of generating the hydrodynamic conditions that would let the primary food chain individuals to be fixed to the structure, which will result in a colonization of the submerged breakwater. This was developed through a physical model within the wave flume at the Engineering Institute of the UNAM.

It was observed that the structure is capable of dissipating energy as well as showing stability by not suffering slips of the elements during the tests.

**PALABRAS CLAVES:** Diques sumergidos; elementos de coraza; arrecifes artificiales.

## INTRODUCCIÓN

Los ecosistemas costeros proporcionan un conjunto de bienes y servicios que son indispensables para la vida humana. Entre otros, mantienen la biodiversidad y ofrecen un hábitat de gran valor, así como áreas de recreación y turismo (Van der Meulen, et al., 2004). Sin embargo, muchos de ellos han sido afectados por procesos de erosión, las cuales restan estabilidad a las playas y generan modificaciones tanto hidrodinámicas como ecológicas. Usualmente las soluciones para proteger la costa se han basado en la implementación de elementos rígidos como rompeolas, estructuras de este tipo causan un gran impacto en el medio. Su funcionamiento es por medio del bloqueo de energía (López et al., 2016). Existen además los rompeolas sumergidos que tienen el potencial de proporcionar protección a la costa además de mejorar las condiciones del ancho de playa (Mead y Black, 1999).

Los rompeolas sumergidos son estructuras de protección costera que pueden ser utilizados para mitigar problemas de erosión. Su funcionamiento se basa en: 1) disipar la energía por medio de la fricción, al trabajar como obstáculo frente al oleaje; 2) atenuar la altura de ola, disminuyendo la energía que llega a la playa y 3) servir como obstáculo al transporte transversal de sedimentos.

Al ser sumergidos presentan ventajas económicas y al estar coronados por debajo del nivel medio del mar, no producen impacto visual (Verduzco-Zapata, et al., 2012). Quizás una de las ventajas por la que este tipo de estructuras es cada vez más socorrida es por su capacidad de imitar a las estructuras naturales ofreciendo un sustrato rígido para ser colonizado y favorecer el desarrollo de la cadena trófica. Lo cual, aunado al funcionamiento morfológico ya descrito, los hace una opción muy interesante como solución basada en ecosistemas.

A lo largo de la historia se ha buscado proteger de manera eficiente la costa, de modo que se han diseñado diferentes tipos de elementos de coraza para construir diques sumergidos, buscando a la vez hacerlos funcionar como arrecifes artificiales, algunas piezas de este tipo son: el rompeolas permeable de Harver J. Humphrey, el sistema interconectado de R. Pey, el arrecife modular artificial de M. Campbell el rompeolas sumergido por You Ok Yang, Reef ball, WADs, (Monroy, 2013) por mencionar algunos. Todos ellos tienen como fin común el disipar energía, proteger la costa y al mismo tiempo brindar una condición que permita establecer las condiciones propicias para rehabilitar y crear un nuevo hábitat.

No obstante las piezas mencionadas sufren de ciertas limitaciones, trabajan por trabazón y por lo tanto tienden a sufrir deslizamientos de sus elementos, parte de su estructura es pequeña y puede fragmentarse fácilmente, tienen una altura limitada, la cual no puede ser muy grande ya que fallaría por tensión. Esas características son las más comunes en este tipo de elementos de coraza.

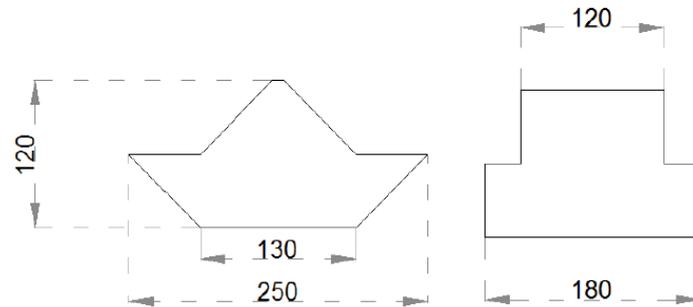
Debido a la condición de las piezas de trabajar por trabazón, algunos diques sumergidos tienden a fallar por vuelco, lo cual ocurre cuando algunas piezas son removidas de las capas superiores. Por ello se propone la construcción de diques sumergidos con capacidad modular, que funcionen por peso propio y sean capaces de soportar cualquier altura sin poner en riesgo la estabilidad o la aparición de esfuerzos de tensión, además de contar con las particularidades para servir como una solución para rehabilitar o crear ecosistemas de arrecifes.

## MODELO FÍSICO

En este trabajo se busca analizar la eficiencia hidráulica de un dique modular sumergido para evaluar su funcionamiento como atenuador de la energía de oleaje. Para ello se fabricaron piezas de concreto, se construyó la sección transversal del dique y posteriormente se realizaron los ensayos dentro del canal de oleaje del instituto de ingeniería de la UNAM.

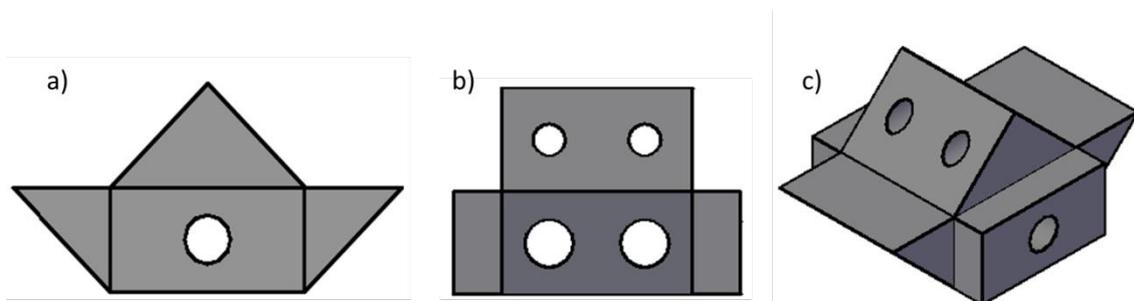
## Diseño de Dique Sumergido Homogéneo

El diseño de la pieza modular partió de una pieza sólida llamada PR-T (Figura 1) hecha por Monroy (2013), la cual fue probada en el Instituto de Ingeniería, en el laboratorio de Costas y Puertos de la UNAM,



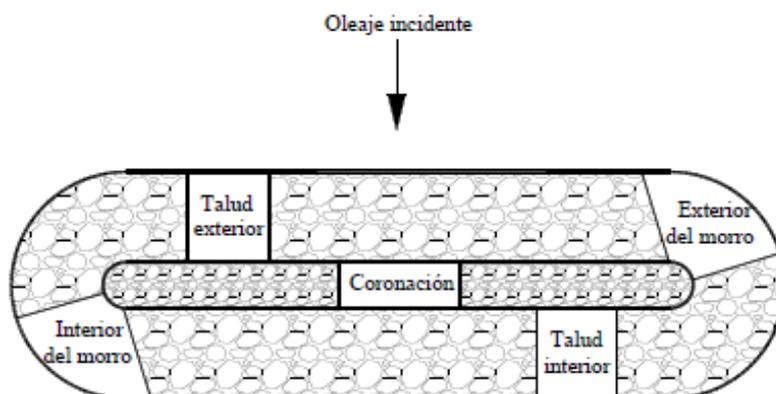
**Figura 1.-** Sección transversal (izq.) y frontal (der.) de la pieza PR-T (medidas en centímetros).

El diseño de la nueva pieza modular (Figura 2), tiene como objetivo funcionar también como un arrecife artificial, por lo que se modificó la sección de PR-T con orificios y en su parte frontal presenta una inclinación de  $45^\circ$  respecto a la horizontal, para posteriormente dar paso a una superficie plana sobre la cual se encuentra un trapecio con ángulos de  $45^\circ$  respecto a la horizontal. En los costados cuenta con dos salientes las cuales servirán como guía para los elementos que se coloquen a los lados y como apoyo para las unidades de las capas superiores. Con esto se busca tener una configuración de cuadrícula para formar una sola capa en el fondo que sirva de base al dique. Además cuenta con 5 orificios, siendo de 40 cm de diámetro los inferiores y 20 cm de diámetro los superiores, los cuales ayudarán a tener una mayor disipación y se pretende que funjan como refugio para las especies que inicien la colonización del arrecife artificial.



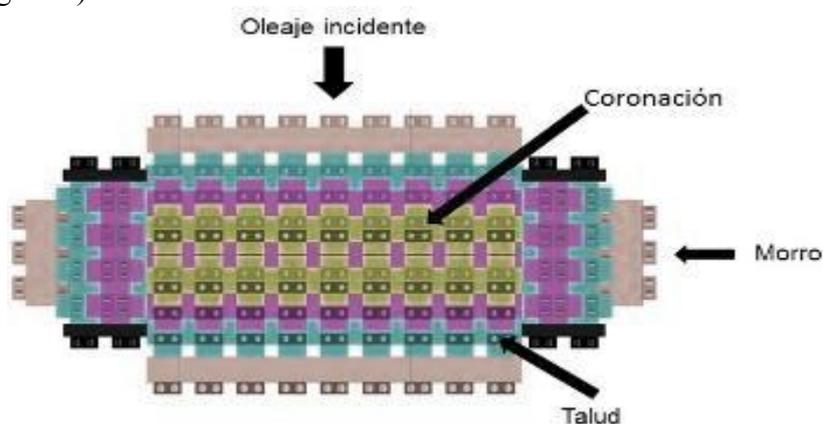
**Figura 2.-** a) Vista frontal, b) Vista lateral y c) vista isométrica de la pieza modular (orificios de 20 cm y 40 cm, superior e inferior respectivamente)

Con la configuración de las piezas se prosiguió a realizar el diseño geométrico del dique sumergido siguiendo la configuración geométrica de los rompeolas sumergidos, con talud exterior, talud interior, coronación, exterior del morro e interior del morro (Figura 3).



**Figura 3.-** Sectores de un dique sumergido de piezas sueltas (CFE, 2014).

Dado la naturaleza de la pieza, el diseño del dique sumergido no siguió una silueta estrictamente semi-circular, por lo que se ensamblaron las piezas de manera que dieran estabilidad a la estructura (Figura 4).

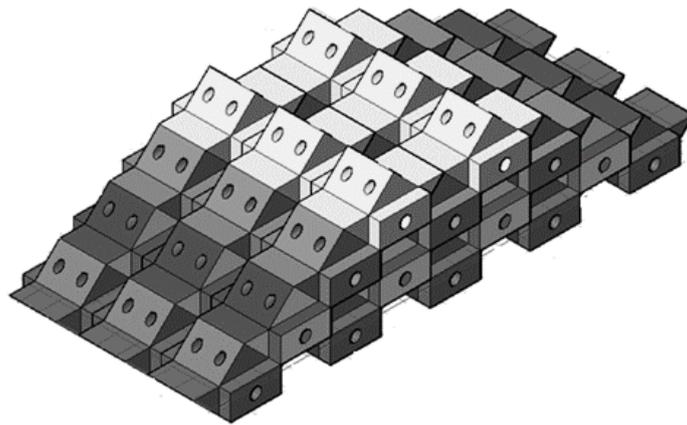


**Figura 4.-**Vista en planta de un dique sumergido con piezas modulares.

La estructura del dique sumergido se considera con un alto grado de estabilidad, las piezas inferiores se colocan piezas trucas para crear una protección contra la socavación. El dique puede ser elevado los niveles que se requiera sin tener la limitante de que las piezas fallen por tensión, además trabaja como un mismo bloque lo cual evita que las piezas sean removidas y el dique falle por vuelco.

### ***Ensayos de laboratorio***

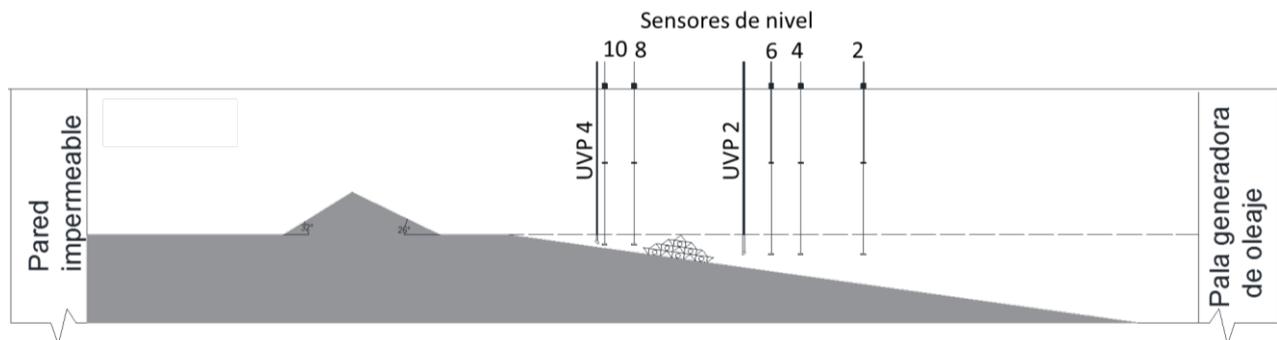
Los experimentos en el canal de olas incluyeron la colocación de dos perfiles de playa a fin de evaluar la respuesta hidrodinámica de la estructura en diferentes condiciones de playa y la estabilidad de esta. Se construyó la sección transversal del dique modular sumergido a escala 1:20 (Figura 5) de manera que abarcara el ancho del perfil, se probaron dos posiciones de la estructura, una donde la corona quedara al Nivel Medio (NM) (Figura 6 y 7) y la segunda configuración fue con la estructura sumergida 0.15 m (Figura 8 y 9).



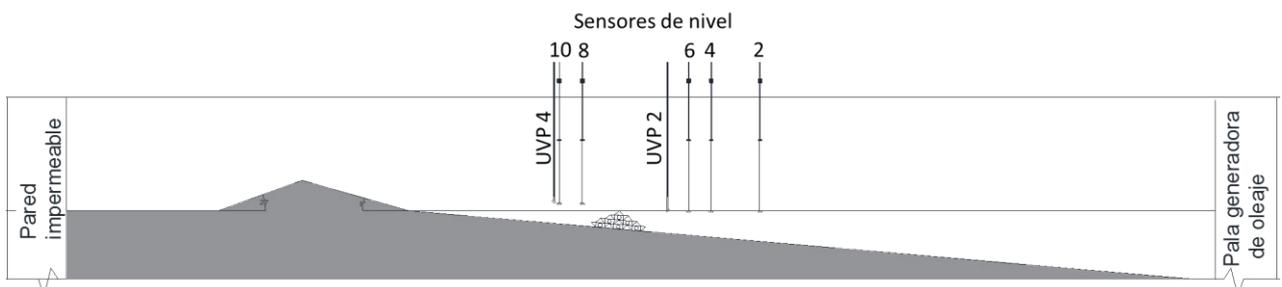
**Figura 5.-** Sección transversal de dique sumergido.

Se utilizaron sensores de nivel para la medición de superficie libre, los cuales trabajan con voltaje de 20 V, registran las variaciones de voltaje durante el ascenso y descenso de la superficie libre, la diferencia de voltajes relacionada con la cota del sensor se interpreta como la posición instantánea de la superficie libre del agua. Los sensores fueron ubicados siguiendo una separación mínima de  $\pi/10k$  y una máxima de  $9\pi/10k$  donde  $k$  es el número de onda, dado por  $k=2\pi/L$  siendo  $L$  la longitud de onda. Para la obtención de velocidades se colocaron UVP, que mide el perfil instantáneo de velocidad unidimensional en el fluido que contiene partículas a través del eje del haz ultrasónico, estos se colocaron antes y después de la estructura, para observar su comportamiento.

El perfil A está formado por una duna con altura de 0.219 m con una anchura en la base de 0.77 m, la pendiente en la cara expuesta es de  $26^\circ$  y la cara protegida  $32^\circ$ . La berma es horizontal, tiene una longitud de 0.35 m a partir de ese punto la pendiente media de la playa es de  $8^\circ$  (Figura 6 y 8). La duna del perfil B tiene una altura de 0.20 m con un ancho de base de 1.23 m, la pendiente del lado expuesto de la duna es de  $9^\circ$  y de la cara protegida es de  $20^\circ$ , la pendiente de la playa es de  $5^\circ$  (Figura 7 y 9). Ambos perfiles se conformaron con arena con un  $D_{50}$  de 0.142 m, con porcentaje de finos de 6.035 y un coeficiente de uniformidad de 1.422 mm.



**Figura 6 .** Geometría del perfil A, con la estructura colocada a NM



**Figura 7** Geometría del perfil B, con la estructura colocada a NM

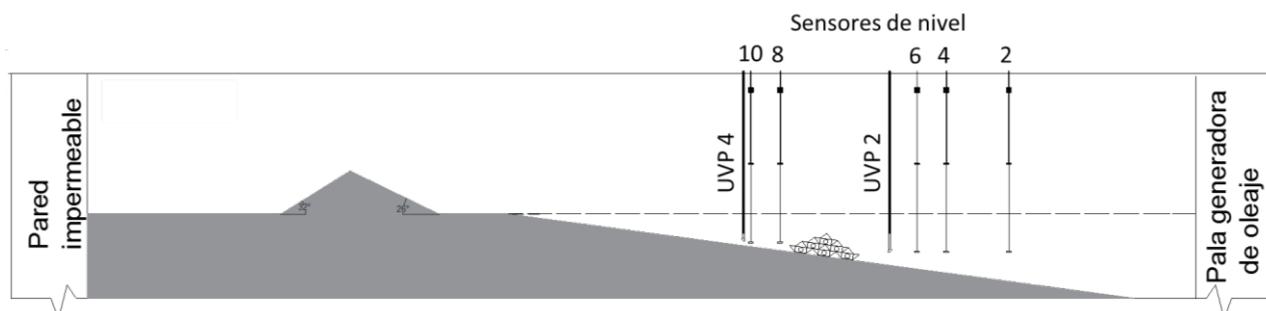


Figura 8.- Perfil A con estructura sumergida 0.15 m.

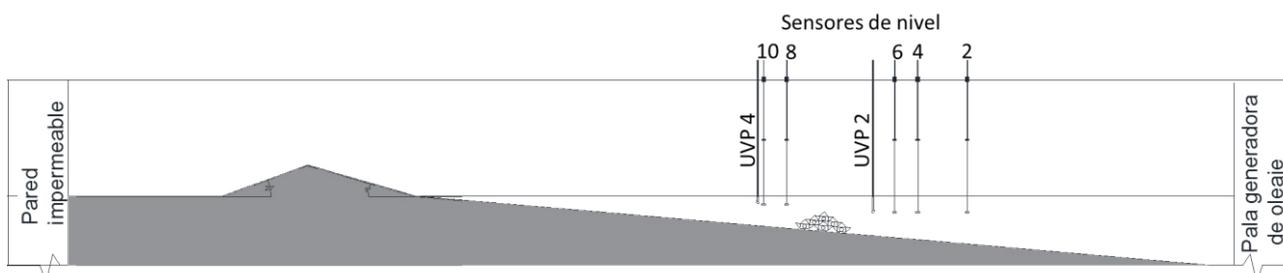


Figura 9.- Perfil B, con estructura sumergida 0.15 m.

Los ensayos fueron realizados con oleaje irregular de espectro JONSWAP con  $\gamma=3.3$  y se utilizó un sistema de absorción activa en la pala generadora de oleaje. El nivel medio de agua fue de 0.45 m, se aumentó 0.03 m en los ensayos para representar marea de tormenta 2. La tabla 1 muestra la relación de ensayos realizados.

Tabla 1.- Relación de ensayos con tormenta 1 y 2

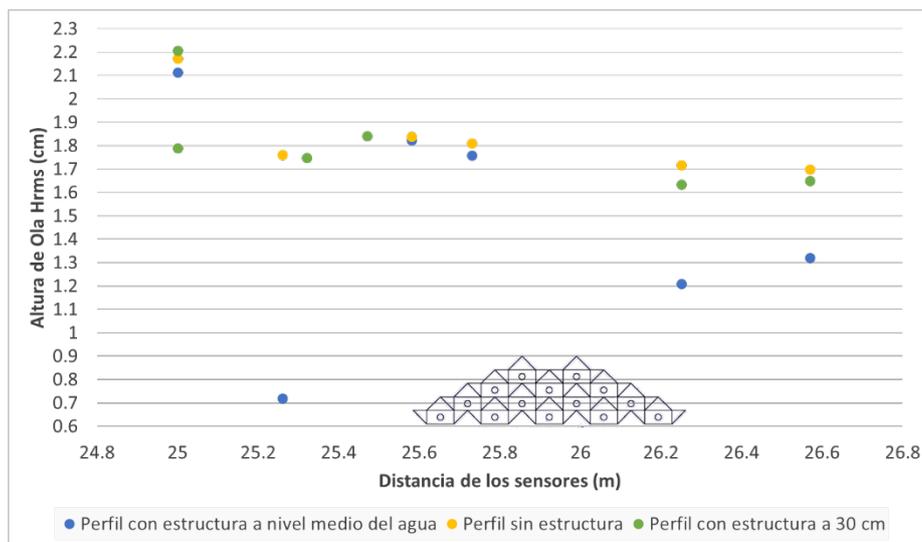
| Posición de la estructura         | H (m)      | T (s) | h (m) | Duración |
|-----------------------------------|------------|-------|-------|----------|
| Perfil sin estructura             | Tormenta 1 |       |       |          |
|                                   | 0.10       | 0.894 | 0.45  | 45 min   |
|                                   | Tormenta 2 |       |       |          |
|                                   | 0.10       | 1.118 | 0.48  | 45 min   |
| Perfil estructura NM              | Tormenta 1 |       |       |          |
|                                   | 0.10       | 0.894 | 0.45  | 45 min   |
|                                   | Tormenta 2 |       |       |          |
|                                   | 0.10       | 1.118 | 0.48  | 45 min   |
| Perfil estructura sumergida 0.15m | Tormenta 1 |       |       |          |
|                                   | 0.10       | 0.894 | 0.45  | 45 min   |
|                                   | Tormenta 2 |       |       |          |
|                                   | 0.10       | 1.118 | 0.48  | 45 min   |

## RESULTADOS

### Oleaje

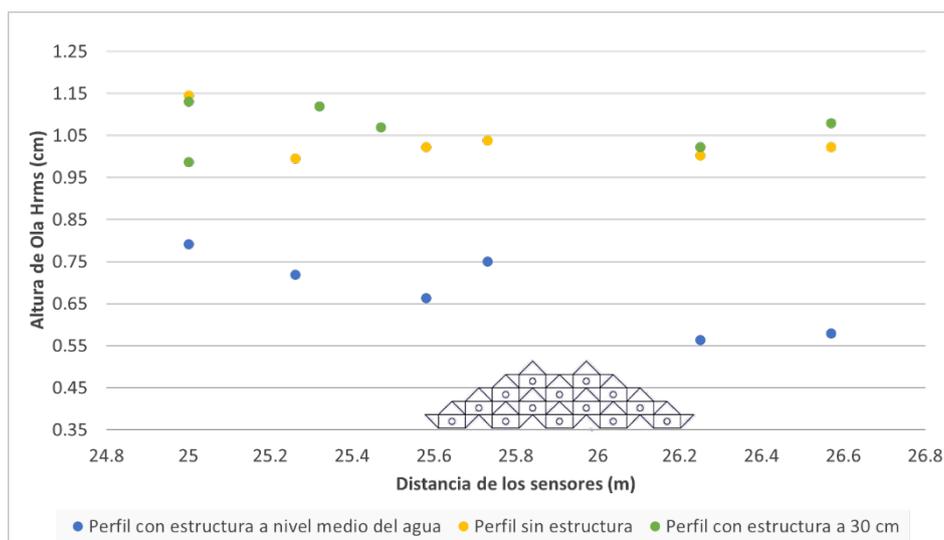
En los ensayos del perfil A en condiciones de tormenta 1, se observó que las alturas de ola disminuyen con relación al oleaje incidente; cuando la estructura se encuentra a NM las alturas transmitidas disminuyen alrededor de 0.04 m; mientras que cuando la estructura se encuentra sumergida 0.15 m la altura se reduce 0.01 m. Esto debido a que el dique superpone un obstáculo frente al oleaje, debido a su posición produce fricción, reduce el peralte de ola, y por lo tanto la

altura transmitida es menor. Sin embargo, para las condiciones sin estructura el oleaje va disminuyendo conforme la pendiente del perfil (Figura 10).



**Figura 10.-** Altura de ola cuadrática media (Hrms) obtenidas bajo oleaje de tormenta 1 en el perfil A. (estructura no se encuentra a escala, es sólo una representación de su ubicación con respecto a los sensores).

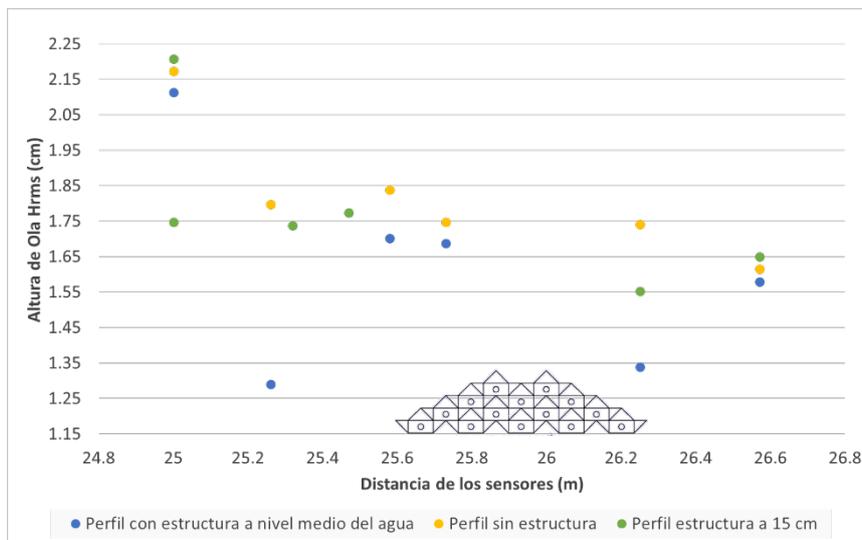
Cuando se presenta oleaje de tormenta 2 y la estructura se encuentra ubicada en NM, se observa la reducción del oleaje incidente antes de la estructura, mientras que el transmitido es aún menor. Esto sucede debido a que la ola siente el fondo, se peralte pero a la vez se crea fricción con las capas y los orificios de la estructura, lo que provoca una disminución de altura y la disipación de energía. Sin embargo, cuando se presentan las mismas condiciones de oleaje pero ahora con la estructura sumergida 0.15 m y bajo las características de la pendiente del perfil, se observa que las alturas incidentes son peraltadas y las transmitidas son mayores comparadas con la condición sin estructura, a pesar de ello la diferencia es de 0.05 m, esto debido al fenómeno de someramiento el cual se produce por la posición de la estructura sumergida la cual origina una reducción notable de la profundidad, siendo esta menor a la mitad de la longitud de onda, esto disminuye la velocidad de propagación y aumenta la altura de ola. (Figura 11).



**Figura 11.-** Hrms obtenidas con oleaje en condiciones de tormenta, en el perfil A

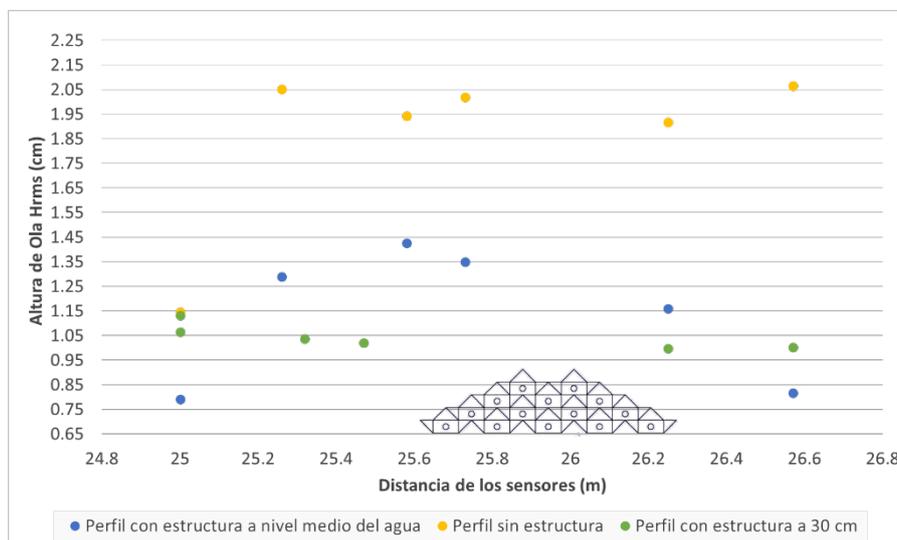
Con las características de la pendiente del perfil B, se observó que la estructura tanto sumergida como a NM disminuyó sus alturas de ola transmitidas en condiciones de oleaje de tormenta 1, comparado contra el perfil sin estructura (Figura 12). A pesar de reducirse la profundidad por la presencia de la estructura, el cambio de esta no afecta significativamente la

longitud de onda, por lo que el oleaje percibe el dique y debido a la fricción se logra la disipación de energía y la reducción de la altura de ola.



**Figura 12.-**Alturas Hrms obtenidas antes y después de la estructura, bajo condiciones de tormenta 1 en el perfil B

Para el perfil B, presentándose oleaje de tormenta 2 se observó que la estructura colocada a NM causa que la ola incidente se peralte, sin embargo, al pasar la estructura, el oleaje transmitido tiene una altura menor en comparación a cuando la estructura se encuentra totalmente sumergida, ya que para el oleaje la estructura pasa desapercibida, por lo que se obtuvieron alturas muy similares a las que se alcanzaron cuando no se tiene estructura en el perfil. (Figura 13).



**Figura 13.-**Alturas Hrms obtenidas bajo condiciones de tormenta en el perfil B

### *Coefficientes de reflexión y transmisión*

En la tabla 2 se muestra los coeficientes obtenidos en diferentes condiciones de oleaje con los dos tipos de perfil representados. El perfil A con la estructura sumergida a Nivel Medio (NM) en condiciones de tormenta 1 se obtuvieron coeficientes de reflexión ( $K_r$ ) 0.39, coeficiente de transmisión ( $K_t$ ) de 0.35 y se disipó el 88% de energía, se observó que el dique modular sumergido al actuar como un obstáculo para el oleaje y aunado al tipo de material constructivo al ser piezas lisas se crea una pared reflejante, por tanto los coeficientes fueron significativos y por consiguiente el coeficiente de transmisión es menor al reflejado, mientras que para oleaje de tormenta 2 se

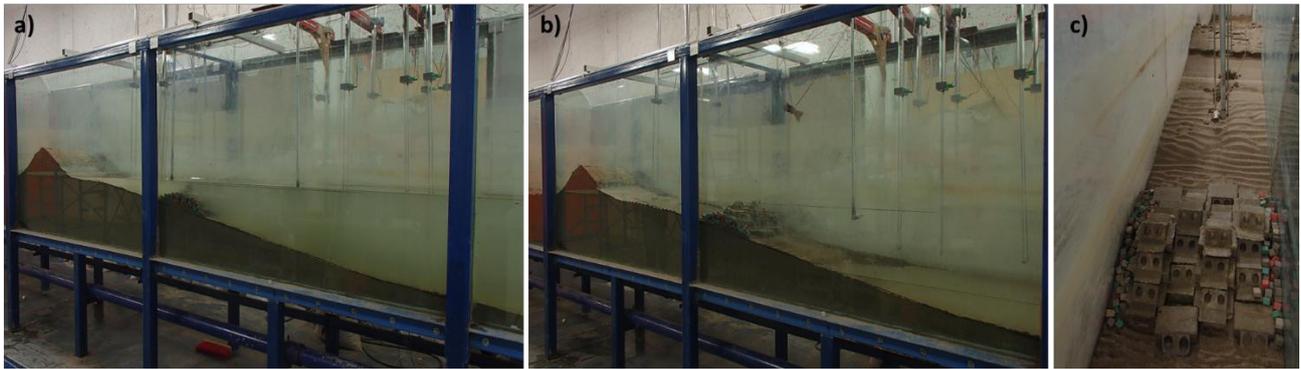
obtuvieron coeficiente de reflexión de 0.32, transmisión de 0.10, Esto debido a que el mayor porcentaje del oleaje fue reflejado y la ola rompió sobre la corona del dique modular por ello el porcentaje de disipación fue de 94%. En la posición de la estructura sumergida 0.15 m se observaron valores de reflexión con oleaje de tormenta 1 fueron de 0.31, transmisión de 0.32 y se disipó el 89% de la energía, bajo condición de tormenta 2 se tuvo un coeficiente de reflexión 0.34, transmisión de 0.35 y disipación de 0.86. Estos coeficientes se relacionan directamente con las alturas de ola que se describen anteriormente, se observa que al estar completamente sumergida la estructura, los coeficientes de transmisión son mayores puesto que no se presenta una mayor reflexión porque solamente se tiene un obstáculo, la ola no rompe sobre la estructura por ello el porcentaje de disipación es menor. En condiciones de tormenta 2 se observó que la estructura en la posición de NM disipó mejor la energía que la estructura que se encontraba sumergida 15 cm.

En el Perfil B, se obtuvieron valores altos de disipación con la estructura colocada al NM, con oleaje de tormenta 1 se alcanzó un coeficiente de reflexión de 0.41, transmisión de 0.31 y disipó el 85% del oleaje, con tormenta 2 el coeficiente de reflexión es 0.34 y transmisión de 0.18, con mayor altura de ola la estructura provoca la rotura y refleja la mayor parte del oleaje, obteniendo así un mínimo porcentaje de oleaje transmitido y logrando disipar el 91% de este, lo que nos indica que la energía logra ser disminuida al llegar a la costa. Con la estructura sumergida 0.15 m, los coeficientes de reflexión, transmisión y disipación obtenidos con tormenta 1 fueron de 0.32, 0.31 y 0.89 respectivamente, mientras que para oleaje de tormenta 2 el coeficiente de reflexión fue de 0.41, transmisión de 0.35 y disipación del 84%, similar a la situación del perfil A, cuando la estructura se encuentra completamente sumergida el oleaje solamente siente la reducción del fondo sin embargo con esta pendiente si se obtuvo un porcentaje alto de reflexión y la transmisión fue menor.

**Tabla 2.-** Coeficientes de Reflexión ( $K_r$ ), Transmisión ( $K_t$ ) y Disipación ( $K_d$ )

| Perfil | Posición de la estructura | Régimen de oleaje | $K_r$ | $K_t$ | $K_d$ |
|--------|---------------------------|-------------------|-------|-------|-------|
| A      | Sumergida al NM           | Tormenta 1        | 0.39  | 0.35  | 0.88  |
|        |                           | Tormenta 2        | 0.32  | 0.10  | 0.94  |
|        | Sumergida 15 cm           | Tormenta 1        | 0.31  | 0.32  | 0.89  |
|        |                           | Tormenta 2        | 0.34  | 0.35  | 0.86  |
| B      | Sumergida al NM           | Tormenta 1        | 0.41  | 0.31  | 0.85  |
|        |                           | Tormenta 2        | 0.34  | 0.18  | 0.91  |
|        | Sumergida 15 cm           | Tormenta 1        | 0.32  | 0.31  | 0.89  |
|        |                           | Tormenta 2        | 0.41  | 0.35  | 0.84  |

Se observó que en ambos perfiles la posición más favorable para disipar energía durante una tormenta de marea, es que la corona de la estructura se encuentre a NM, sin embargo bajo condiciones de tormenta 1 el dique modular sumergido mostró ser un buen disipador de energía. Durante los ensayos se observó que la estructura no sufrió ningún tipo de daño, ya que no se presentó deslizamiento, vuelco o piezas averiadas. Por lo anterior, se considera que el dique modular sumergido es una estructura estable. La figura 14 muestra la estabilidad de la estructura al ser sometida a condiciones extremas como lo es una tormenta con sobreelevación de marea.



**Figura 14.** Ensayo bajo condiciones de tormenta 2. a) Estructura al inicio del ensayo, b) Estructura al finalizar el ensayo, c) Vista lateral de la estructura al finalizar el ensayo.

## DISCUSIONES Y CONCLUSIONES

La sección transversal del dique modular sumergido, demostró tener una gran capacidad como atenuador de energía. De las dos posiciones en las que se colocó la estructura sobre el perfil, se observó que al colocar la corona de la estructura a NM, se obtuvo mayor disipación bajo condiciones de tormenta 2 comparados con los valores obtenidos cuando la posición de la corona se encuentra sumergida 0.15 m.

Con la estructura a NM se obtuvieron coeficientes de disipación de 0.8 a 0.9 en ambos perfiles, por lo tanto, se puede decir que la playa estará protegida cuando se presenten condiciones extremas, así como para condiciones de oleaje en régimen medio, la estructura funcionará perfectamente como protección a la playa, ayudando a mantener un perfil en equilibrio.

Durante los ensayos se observó que la estructura funcionó como un solo bloque, lo cual aportó un alto nivel de estabilidad al diseño del dique. En las estructuras costeras se busca que los diques no presenten falla dúctil, donde las principales causas de dicho daño y el eventual fallo de las estructuras se puede deber a la extracción de piezas del manto principal, deslizamiento del manto por falta de fricción en las capas subyacentes o rotura de las piezas del manto principal a causa de choque, por mencionar algunas (Bruun, 1979). Muchos de los elementos prefabricados de coraza que existen en el mercado son demasiado costosos (Acona-Ayora et al., 2010), y suelen ser poco efectivos durante su construcción y vida útil. Por lo anterior es esencial enfocarse en el estudio de diques que sean altamente estables y con gran capacidad modular ya que al contar con estas características se puede llegar a tener un diseño óptimo y eficiente de un dique, obteniendo como resultado una estructura capaz de soportar deslizamientos y vuelcos, reduciendo así la probabilidad de fallo y disminuyendo los factores de seguridad aunado a otros criterios de diseño, ayuda a reducir los costos de inversión y mantenimiento. Este trabajo mostró que el dique modular sumergido es un diseño óptimo con capacidad modular, ya que a pesar de presentarse condiciones de oleaje extremo no ocurrieron deslizamientos, ni daños en las piezas, lo que se traduce en estabilidad de estructura y por lo tanto menor inversión en los mantenimientos, además propicia las condiciones adecuadas para crear un nuevo hábitat al establecer zonas de calma.

Dentro de los diseños de diques sumergidos además de los criterios de ingeniería costera, deben considerarse los aspectos ecológicos, generalmente el diseño de este tipo de estructuras se centra en las corrientes generadas por la estructura (I. López et al., 2016). No obstante, sí además de utilizar la estructura como una obra de protección se pretende destinar a ser un arrecife artificial entonces, es de vital importancia tomar en cuenta la orientación, la ubicación, la flora y fauna de la zona, así como la hidrodinámica del área. Además de estimar tanto la riqueza natural de las playas así como las derramas económicas que estas representan, por los diferentes sectores económicos que se desarrollan en ellas. Es por eso que se debe poner mayor atención en obras que sean amigables con el ambiente y eficientes en la protección de las playas, innovando en el diseño de nuevas piezas de coraza y en métodos constructivos que dañen lo mínimo posible los ecosistemas mientras son llevados a cabo.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ancona-Ayora et al.** (2010). “Estimación de costos de obras de recuperación de playas en la costa de Yucatán” *Ingeniería* (14-1) 33-44
- Bruun, P.** (1979). “Common reasons for damage or breakdown for mound breakwaters”. *Coastal Engineering*, Vol. 2, pp. 261-273.
- Comisión Federal de Electricidad** (2014). *Manual de Obras Marítimas 2014*. Capítulo IV
- López, I., Tinoco, H., Aragonés, L., García-Barba, J.** (2016). “The multifunctional artificial reef and its role in the defence of the Mediterranean coast”. *Science of the Total Environment*, Vol. 550, pp. 910-923.
- Mead, K., Black, S.** (1999). A multipurpose, artificial reef at Mount Maunganui Beach, New Zealand. *Coastal Management*, 27 (4), pp.355–365.
- Monroy, B.J.** (2013). “Desarrollo de una nueva tipología de dique sumergido a partir de piezas homogéneas”. Tesis de Maestría, Instituto de Ingeniería, UNAM. México.
- van der Meulen, F., Bakker, T.W.M., Houston, J.A.** (2004). “The Cost of our coasts: examples of dynamic dune management from Western Europe”. En: *Coastal Dunes*, Martínez, M.L. y Psuty, N.P. (Eds.), Springer, Berlín, Alemania, pp. 259-277.
- Verduzco-Zapata, M.G., Ocampo-Torres, J.F., Osuna, P., Parrés-Sierra, A.F., Kawasaki, K.** (2012). “Practical estimation of wave transmission and reflection from fixed submerged structures”. *Ocean Engineering*, Vol. 45, pp. 63-74.

## OPTIMIZACIÓN GEOMÉTRICA E HIDRODINÁMICA DEL DISPOSITIVO UNDIMOTRÍZ BLOW-JET

*Erik Augusto Villagómez Reyes, Edgar Mendoza, Rodolfo Silva*

*Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Cd. Universitaria, 04510 CDMX México.*

*EVillagomezR@iingen.unam.mx; EMendozaB@iingen.unam.mx; RSilvaC@iingen.unam.mx*

### RESUMEN:

Se analizan numéricamente por CFD diferentes propuestas de reconfiguraciones geométricas, buscando optimizar geométrica e hidrodinámicamente el dispositivo undimotriz Blow-Jet. La décima reconfiguración geométrica (dispositivo #10) resultó ser la opción más viable conforme las simulaciones realizadas, la cual mostró velocidades promedio de salida de 0.299 m/s, velocidades máximas de 29.4 m/s, presiones promedio a la salida de 9055 pa y presiones máximas a la salida de 3253381 pa. Se escaló e imprimió en 3D a una relación de 1:20 el dispositivo # 10 para someterlo a pruebas en el canal de oleaje de la UNAM. Se realizaron un conjunto de ensayos donde se registraron parámetros de volumen, velocidad, presión y nivel de la superficie del agua, para comparar y validar con el modelo numérico.

### ABSTRACT:

Several geometric configurations were analyzed by CFD focused on optimizing the geometry and induced hydrodynamics of the Blow-Jet WEC. The best geometric configuration found showed output mean velocities of 0.299 m/s and maximum velocities of 29.4 m/s, mean output pressures of 9055 pa and maximum pressures of 3253381 pa; these conditions are prone to be converted into electricity by a simple impulse turbine. The device was scaled and 3D printed at a ratio of 1:20 for being tested in the wave flume at UANM. A set of tests was performed where volume, velocity, pressure and water surface level parameters were recorded, to compare and validate with the numerical model.

**PALABRAS CLAVES:** Energía renovable; dispositivo undimotriz; optimización geométrica.

## INTRODUCCIÓN

La exhaustiva explotación y uso de fuentes tradicionales de generación de energía, por su incremento esperado y a la luz de la disminución de dichas fuentes, hacen imperativa la búsqueda y desarrollo de fuentes de energía renovables y de las tecnologías para aprovecharlas. Las fuentes de energía renovable son aquellas que se consideran virtualmente inagotables debido a que la naturaleza es capaz de regenerarlas en escalas de tiempo relativamente cortas.

Los sistemas de generación de energía renovable más conocidos son los sistemas continentales de generación eólicos, hídricos y solares. Existen otras alternativas de generación que han captado la atención de los investigadores en los últimos años tales como: la geotérmica, mareomotriz, biomasa, gradiente salino, corrientes marinas, vientos oceánicos y la undimotriz u olamotriz. Esta última es producida por el movimiento de las olas (Amundarain, 2012), (Bahaj, 2011), (Brooke, 2003).

Actualmente los dispositivos undimotrices existentes están diseñados para operar en zonas con oleaje de alto potencial energético. Ya que México no posee oleaje de gran potencial energético, (siendo los más grandes los que se encuentran en el pacífico norte mexicano) es necesario crear o adecuar la tecnología bajo las condiciones de oleaje existente en la zona. Existen muchos tipos de dispositivos y clasificaciones para éstos. Algunos de ellos son: Wavestar, pelamis, wavedragon, oyster, mightywhale (Amundarain 2012),

El Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México UNAM desarrolló un dispositivo undimotriz que lleva por nombre Blow-Jet, que engrosa las listas de tecnologías de conversión del oleaje. El desarrollo conceptual puede entenderse como la combinación del TAPCHAN (consiste de dos partes la de captación y una de reservorio: la de captación es un canal con pendiente positiva, que se estrecha y desemboca en el reservorio que se encuentra sobre el nivel medio del mar), y el fenómeno natural conocido como geiser marino (consta de tres secciones generales: una de captación, una cámara de compresión y un flujo a presión en la salida) (Chávez 2010).

Debido a que muchos dispositivos constan de partes móviles, requieren mantenimiento preventivo y correctivo frecuente, a causa del embate del oleaje, lo que eleva los costos; por ello se propone una geometría sin partes móviles (en la zona de captación). Algunas de las ventajas del dispositivo Blow-Jet son: no presenta partes móviles, diseño sencillo, mantenimiento mínimo, las desventajas que presenta son: forzar la salida de la totalidad de la porción de la ola captada, optimizar la geometría de la cámara de compresión.

## DISPOSITIVO UNDIMOTRIZ BLOW-JET

El dispositivo undimotriz Blow-Jet, como se mencionó, se desarrolló en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México UNAM. El diseño de dicho dispositivo se basa en la combinación de ideas ampliamente conocidas y funcionales, el TAPCHAN y del fenómeno natural conocido como geiser marino (Chávez 2010). El Blow-Jet de forma cónica presenta una geometría con base en las funciones que describen los instrumentos musicales de viento, en específico las tubas en las notas musicales Do Fa y Si. El principio de funcionamiento es una entrada ancha de cara a las olas. Al entrar al dispositivo el flujo sufre una constricción, por lo que aumentan la presión y la velocidad. Siendo de forma cónica, la concentración del flujo provoca la salida en forma de chorro capaz de hacer girar una turbina. La Figura 1 muestra la geometría y dimensiones del dispositivo undimotriz Blow-Jet probado por Mendoza et al, 2015.

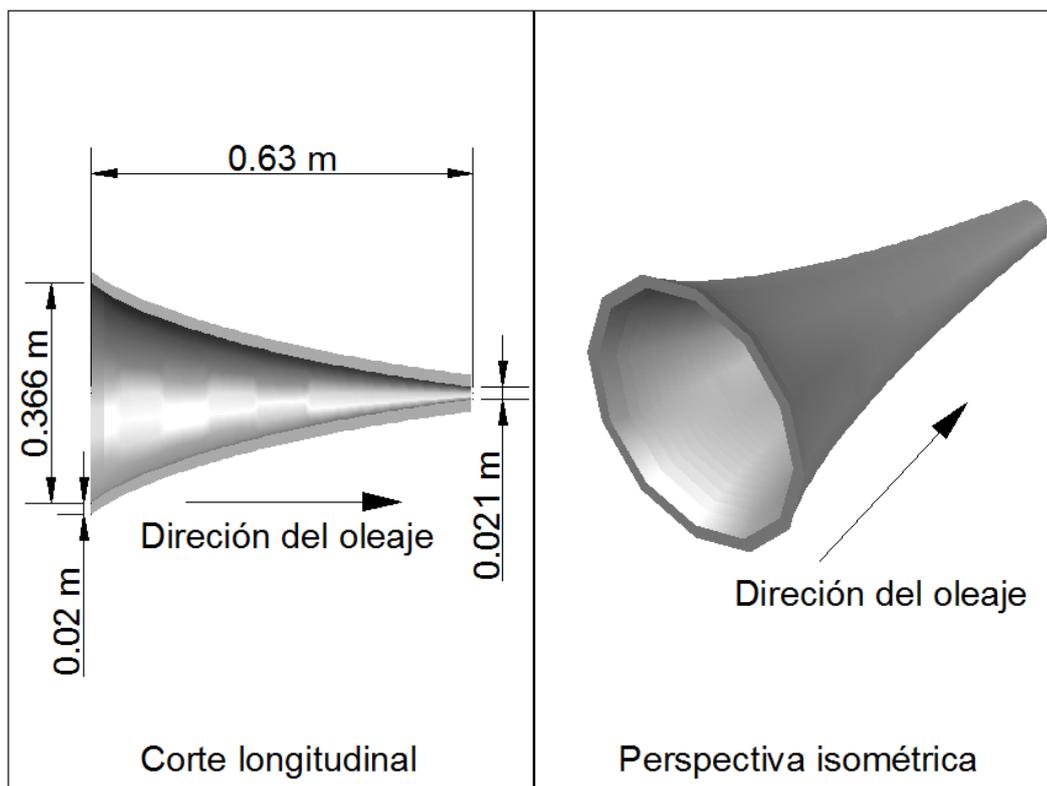


Figura 1.- Geometría y cotas del dispositivo undimotriz Blow-Jet.

## CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA

Se realizaron dieciséis diferentes re-configuraciones geométricas del dispositivo undimotriz Blow-Jet, con el fin de alcanzar un mejor desempeño hidrodinámico; las cuales se sometieron a análisis numérico por dinámica de fluidos computacional (CFD) por sus siglas en inglés. En la tabla 1 se reportan las dimensiones de las dieciséis re-configuraciones geométricas (dispositivos) que se analizaron por CFD escala 1:1.

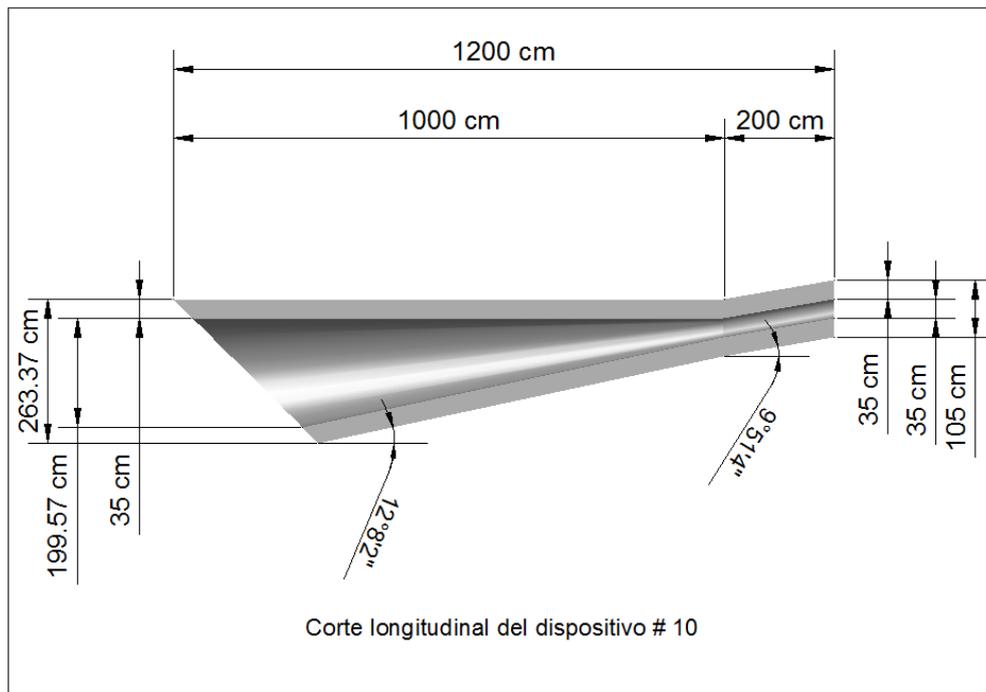
Tabla 1.- Dimensiones de las dieciséis re-configuraciones geométricas.

| Dispositivo | Longitud (m) | Diámetro (m) |        | Pendiente |           |           | Inclinación de la salida | Altura cámara (m) |
|-------------|--------------|--------------|--------|-----------|-----------|-----------|--------------------------|-------------------|
|             |              | Inicial      | Final  | Uno       | Dos       | Tres      |                          |                   |
| 1           | 16           | 2.5          | 0.3248 | 41°48'35" | N/A       | N/A       | N/A                      | N/A               |
| 2           | 16           | 2.5          | 0.55   | 16°16'24" | N/A       | N/A       | N/A                      | N/A               |
| 3           | 16           | 3.5          | 0.55   | 10°21'33" | 35°16'40" | N/A       | N/A                      | N/A               |
| 4           | 16           | 3.5          | 0.55   | 5°21'33"  | 30°16'40" | N/A       | 7°49'45"                 | N/A               |
| 5           | 16           | 3.5          | 0.55   | 10°37'34" | 12°45'22" | 12°24'27" | 7°49'45"                 | N/A               |
| 6           | 16.5         | 3.5          | 0.55   | 10°37'34" | 12°45'22" | 12°24'27" | 6°16'38"                 | 0.3               |
| 7           | 12           | 3.5          | 0.55   | 17°59'14" | 15°42'05" | 19°28'50" | 6°16'38"                 | 0.25              |
| 8           | 16           | 3.5          | 0.35   | 9°27'44"  | 15°2'34"  | 15°2'34"  | 10°                      | 0.2               |
| 9           | 12           | 2.64         | 0.35   | 14°50'23" | N/A       | N/A       | 10°                      | 0.25              |
| 10          | 12           | 2.63         | 0.35   | 12°08'02" | N/A       | N/A       | 9°51'04"                 | N/A               |
| 11          | 12           | 2.5          | 0.35   | 23°16'4"  | N/A       | N/A       | 10°                      | N/A               |
| 12          | 12           | 2.32         | 0.4    | 11°59'9"  | N/A       | N/A       | N/A                      | 0.1               |
| 13          | 12           | 2.5          | 0.4    | 25°1'11"  | N/A       | N/A       | 10°                      | 0.2               |
| 14          | 12           | 2.01         | 0.4    | 11°18'36" | N/A       | N/A       | 10°                      | 0.2               |
| 15          | 12           | 2.5          | 0.5    | N/A       | N/A       | N/A       | 10°                      | 0.4               |
| 16          | 12           | 2.5          | 0.35   | N/A       | N/A       | N/A       | N/A                      | N/A               |

## ANÁLISIS NUMÉRICO POR CFD

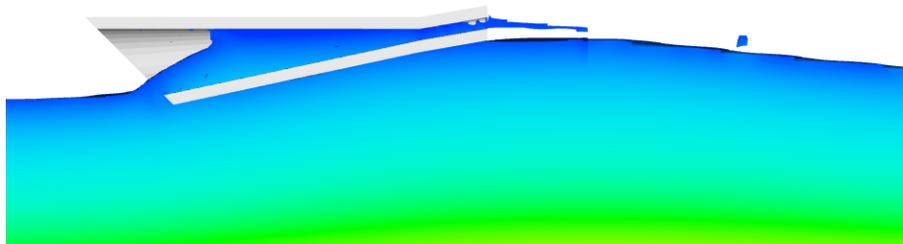
El análisis numérico (simulaciones) se realizó con el paquete de software FLOW-3D, dicho software desarrolla versiones numéricas con base en un modelo de tipo promediado de Reynolds ecuaciones de Navier-Stokes por la técnica de volumen de fluido (RANS-VOF) por sus siglas en inglés (Flow Science 2012).

De las dieciséis simulaciones la décima resultó ser la más viable conforme los parámetros de velocidad y presión a la salida del dispositivo, dicha simulación se realizó con las dimensiones reportadas en la tabla 1; y con los siguientes parámetros de entrada: altura de ola de 200 cm, periodo 6 s, fondo horizontal, tiempo de simulación 30 s, oleaje regular stokes 5° orden (el software discretiza automáticamente a stokes 2° orden). La figura 2 presenta la geometría y cotas de la re-configuración geométrica número diez, la figura 3 muestra como es un instante de la simulación 10, la figura 4 muestra la presión promedio=25.017 pa y presión máxima=862.320 pa a la salida del dispositivo y la figura 5 la velocidad promedio=0.733 m/s y velocidad máxima=12.633 m/s a la salida del dispositivo.



**Figura 2.-** Geometría y cotas del dispositivo # 10.

**Simulación de la configuración geométrica # 10**



**Figura 3.-** Instante de la simulación de la re-configuración geométrica # 10.

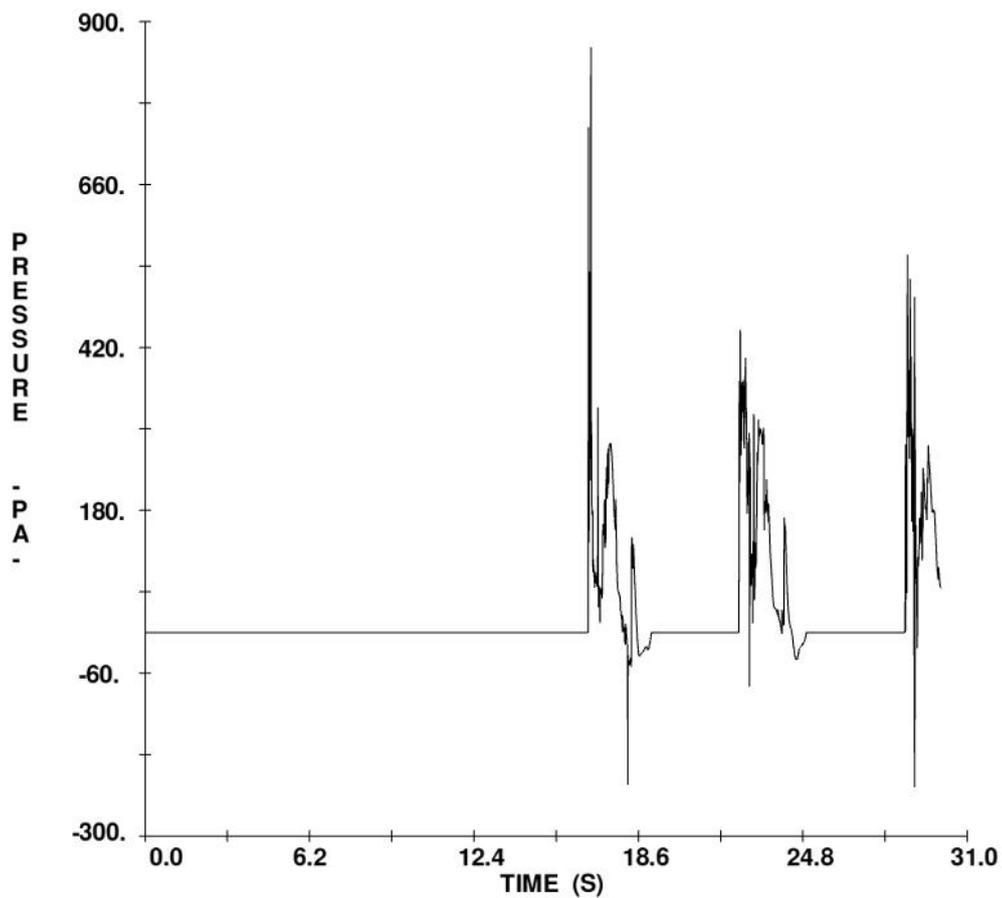


Figura 4.- Gráfica de la presión a la salida del dispositivo.

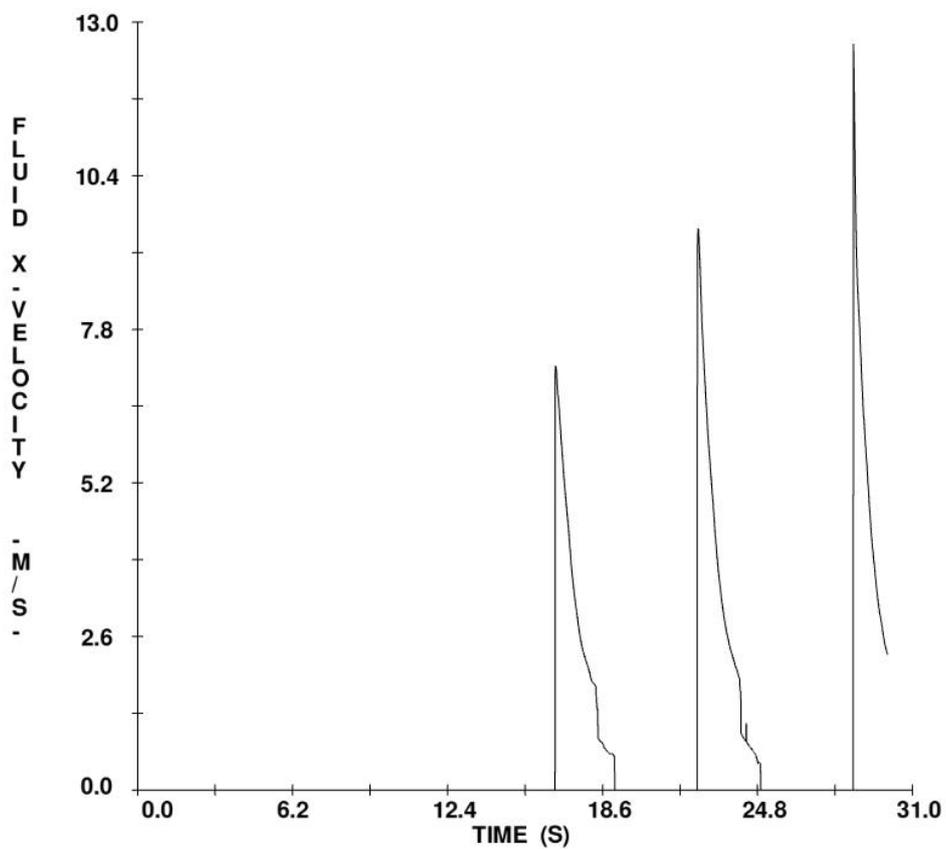
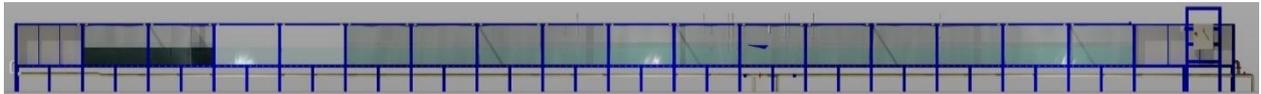


Figura 5.- Gráfica de la velocidad a la salida del dispositivo.

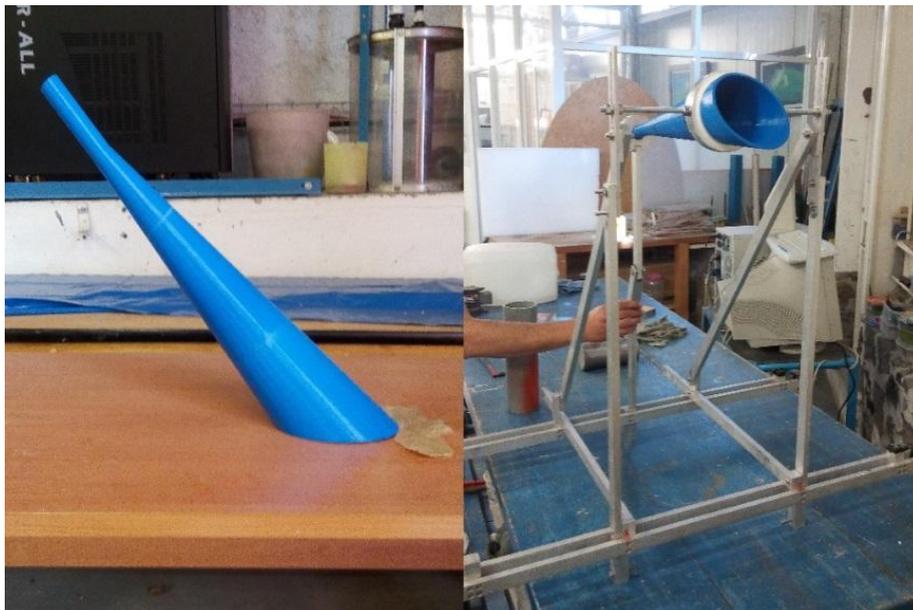
## PRUEBAS DE LABORATORIO

Los ensayos se realizaron en el canal de oleaje con dimensiones 37 x 0.80 x 1.20 m de largo, ancho y alto respectivamente la figura 6 muestra el canal de oleaje.



**Figura 6.-** Canal de oleaje.

Se sometió a pruebas de laboratorio el dispositivo # 10 por ser el más viable con respecto a los datos obtenidos de las simulaciones realizadas. Para dichas pruebas el dispositivo # 10 se escaló a una relación de 1:20, la figura 7 muestra el dispositivo a escala, impreso, ensamblado y montado en un arnés, dicho arnés tiene como fin suspender el dispositivo en el canal de oleaje.



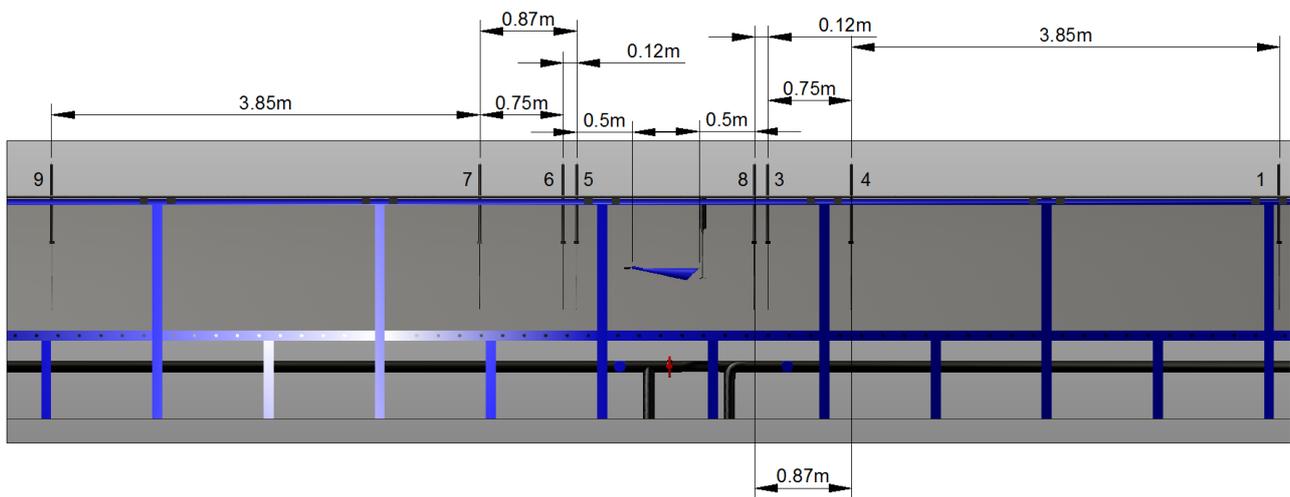
**Figura 7.-** Dispositivo # 10 a escala 1:20 impreso, ensamblado y montado en un arnés.

Se realizaron pruebas para registrar volumen y presión del chorro de agua a la salida del dispositivo y velocidad de la ola a la entrada del mismo. Para cada parámetro (volumen, presión y velocidad) se hicieron 26 ensayos dando como resultado un total de 78 pruebas, buscando coincidencia con los ensayos a los que fue sometido el Blow-Jet por Chávez. En la tabla 2 se reportan los ensayos realizados que aplican para cada uno de los tres parámetros registrados, donde H la altura de ola en metros, T periodo de la ola en segundos, h profundidad en metros y t duración de la prueba en minutos.

**Tabla 2.-** Conjunto de pruebas realizadas para cada uno de los parámetros.

| Índice de pruebas   |           |        |                 |       |         |       |         |           |
|---------------------|-----------|--------|-----------------|-------|---------|-------|---------|-----------|
| Sensores            | Oleaje    | Ensayo | Teoría          | H (m) | T (s)   | h (m) | t (min) | # de olas |
| 8 Sensores de nivel | Regular   | 1      | Stokes 2° orden | 0.1   | 1.34164 | 0.5   | 30      | 1341      |
|                     |           | 2      | Stokes 2° orden | 0.1   | 1.34164 | 0.5   | 30      | 1341      |
|                     |           | 3      | Stokes 2° orden | 0.12  | 1.4     | 0.5   | 30      | 1285      |
|                     |           | 4      | Stokes 2° orden | 0.12  | 1.6     | 0.5   | 30      | 1125      |
|                     |           | 5      | Stokes 2° orden | 0.12  | 1.8     | 0.5   | 30      | 1000      |
|                     |           | 6      | Stokes 2° orden | 0.12  | 2       | 0.5   | 30      | 900       |
|                     |           | 7      | Stokes 2° orden | 0.1   | 2       | 0.5   | 30      | 900       |
|                     |           | 8      | Stokes 2° orden | 0.1   | 1.6     | 0.5   | 30      | 1125      |
|                     |           | 9      | Stokes 2° orden | 0.1   | 1.8     | 0.5   | 30      | 1000      |
|                     |           | 10     | Stokes 2° orden | 0.1   | 2.24    | 0.5   | 30      | 803       |
|                     |           | 11     | Stokes 2° orden | 0.1   | 2.68    | 0.5   | 30      | 671       |
|                     |           | 12     | Stokes 2° orden | 0.12  | 2.24    | 0.5   | 30      | 803       |
|                     |           | 13     | Stokes 2° orden | 0.12  | 2.68    | 0.5   | 30      | 671       |
|                     | Irregular | 1      | JONSWAP         | 0.1   | 1.34164 | 0.5   | 30      | 1341      |
|                     |           | 2      | JONSWAP         | 0.1   | 1.34164 | 0.5   | 30      | 1341      |
|                     |           | 3      | JONSWAP         | 0.12  | 1.4     | 0.5   | 30      | 1285      |
|                     |           | 4      | JONSWAP         | 0.12  | 1.6     | 0.5   | 30      | 1125      |
|                     |           | 5      | JONSWAP         | 0.12  | 1.8     | 0.5   | 30      | 1000      |
|                     |           | 6      | JONSWAP         | 0.12  | 2       | 0.5   | 30      | 900       |
|                     |           | 7      | JONSWAP         | 0.1   | 2       | 0.5   | 30      | 900       |
|                     |           | 8      | JONSWAP         | 0.1   | 1.6     | 0.5   | 30      | 1125      |
|                     |           | 9      | JONSWAP         | 0.1   | 1.8     | 0.5   | 30      | 1000      |
|                     |           | 10     | JONSWAP         | 0.1   | 2.24    | 0.5   | 30      | 803       |
|                     |           | 11     | JONSWAP         | 0.1   | 2.68    | 0.5   | 30      | 671       |
|                     |           | 12     | JONSWAP         | 0.12  | 2.24    | 0.5   | 30      | 803       |
|                     |           | 13     | JONSWAP         | 0.12  | 2.68    | 0.5   | 30      | 671       |

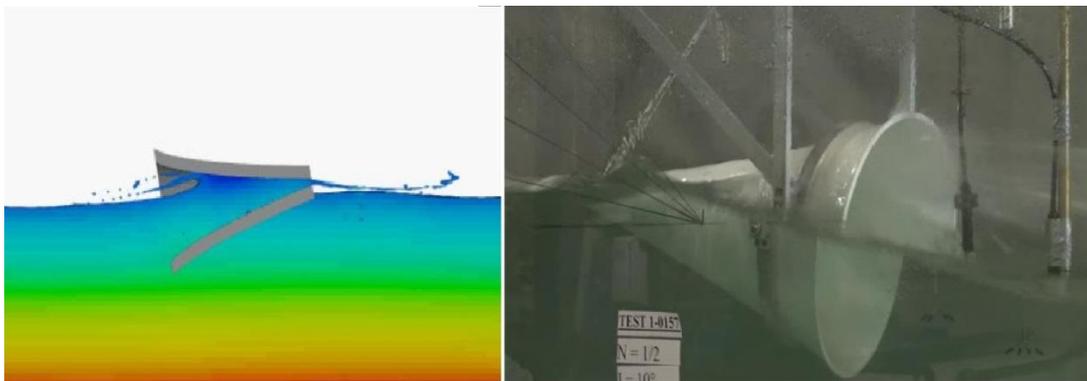
Se utilizaron 8 sensores de nivel en las 76 pruebas realizadas, se determinó el espaciamiento entre los sensores con las siguientes expresiones: distancia mínima entre sensores  $\pi/10k$ , distancia máxima  $9\pi/10k$  donde  $k$  es el número de onda, dado por  $k=2\pi/L$  siendo  $L$  la longitud de onda. El registro de la presión se obtuvo con un transmisor piezoresistivo PR-36X de la marca Keller Druck. El registro de la velocidad se llevó a cabo con un velocímetro acústico Doppler (Vectrino). El aforo del volumen se registró con una probeta acondicionada, en lapsos de tiempo de muestreo, los lapsos de tiempo de muestreo varían según la prueba realizada, por causa del periodo y la altura de ola de dicha prueba. La figura 8 presenta el acomodo de los sensores de nivel, el distanciamiento entre ellos y el dispositivo.



**Figura 8.-** Acomodo de los sensores de nivel, el distanciamiento entre ellos y el dispositivo.

## RESULTADOS

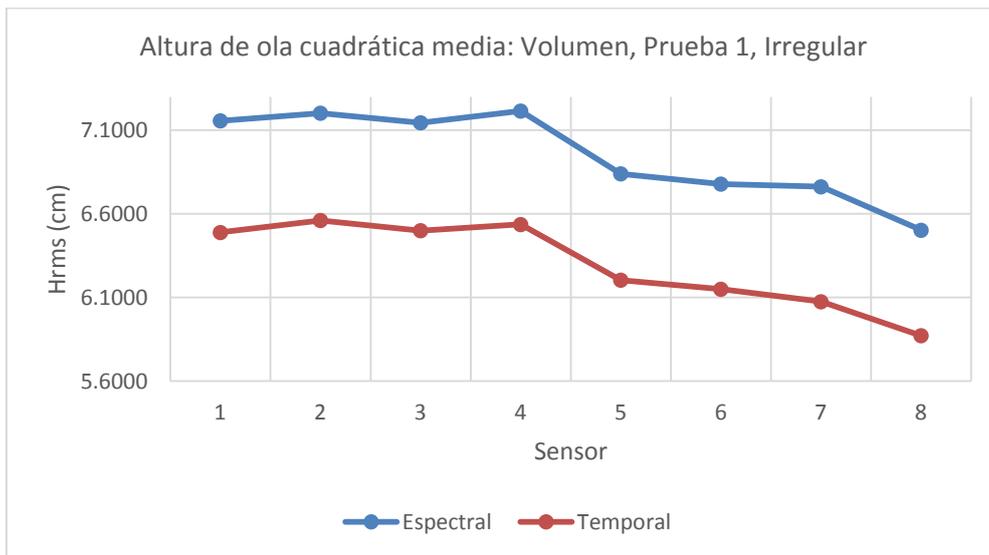
Los resultados experimentales con la configuración que arroja mayores velocidades en el chorro, reportados por Chávez son: velocidad media=1066 cm/s y velocidad máxima=2688 cm/s. pero al no reportar escala es casi imposible realizar una comparación directa con el dispositivo # 10, por ello también se realizó una simulación del dispositivo Blow-Jet lo más apegado posible con los parámetros de Chávez aun así faltaron parámetros de entrada en la simulación, sin embargo se obtuvo información, la velocidad media en el chorro=0.0268 m/s y velocidad máxima en el chorro=7.1 m/s. en los valores de velocidades se tienen mínimos indicios de semejanza. En la figura 9 imagen izquierda se presenta un instante de la simulación del Blow-Jet en ella se aprecia en la entrada del dispositivo reflexión, en la imagen derecha se muestra una foto de la fase de experimentación de Chávez también se observa reflexión. Como se dijo anteriormente son mínimos indicios de semejanza pero son indicios finalmente.



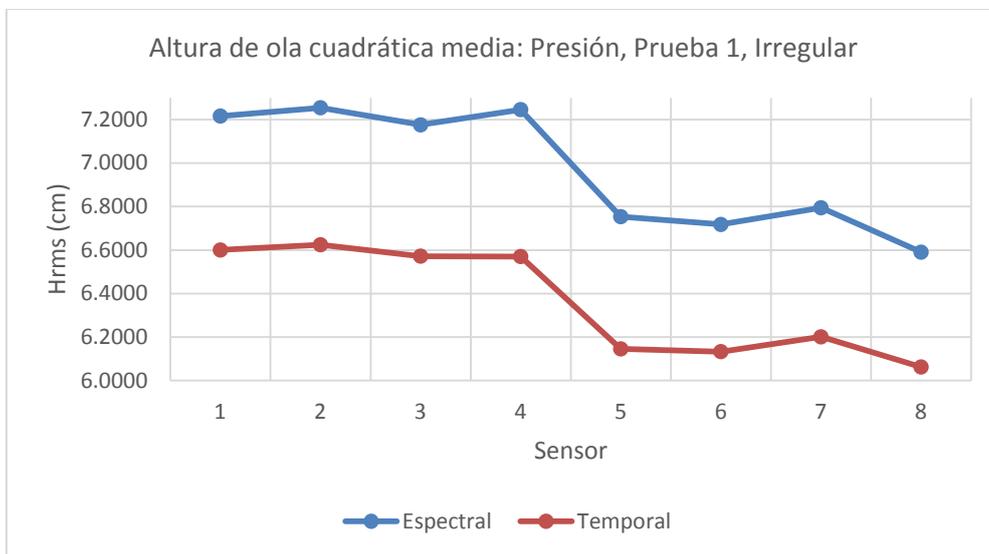
**Figura 9.-** Se presenta reflexión tanto en la simulación, como en la fase experimental de Chávez.

Comparando la imagen izquierda de la figura 9 con la figura 3 se aprecia que el dispositivo # 10 no presenta reflexión, la velocidad máxima a pesar de ser puntual, es mayor, así como la velocidad promedio.

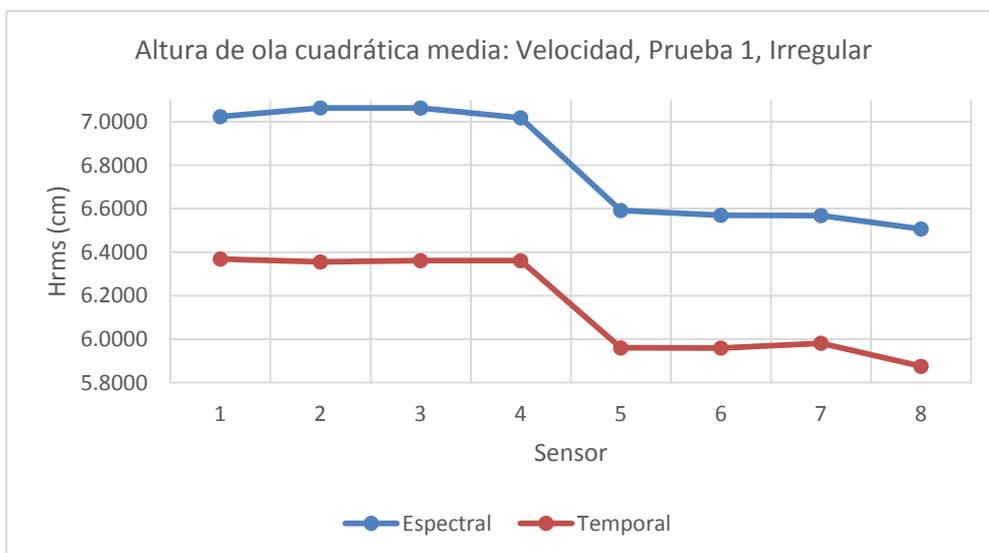
De los ensayos de laboratorio del dispositivo # 10 se calcularon las alturas cuadráticas medias (Hrms) por análisis temporal y espectral de cada sensor de nivel de todas las pruebas realizadas en la figura 10, 11, 12 se muestran las tendencias de las alturas cuadráticas medias por análisis temporal y espectral, para los parámetros de volumen, presión y velocidad para oleaje irregular, como se puede apreciar las tendencias, por análisis temporal y espectral se asemejan en cada parámetro, esto permite la correlación de parámetros por prueba.



**Figura 10.-** Gráfica de la tendencia de las alturas cuadrática media espectral y temporal de la prueba 1 con oleaje irregular para volumen.



**Figura 11.-** Gráfica de la tendencia de las alturas cuadrática media espectral y temporal de la prueba 1 con oleaje irregular para presión.



**Figura 12.-** Gráfica de la tendencia de las alturas cuadrática media espectral y temporal de la prueba 1 con oleaje irregular para velocidad.

La presión promedio de la prueba 2 con oleaje regular es de  $P=112.2563$  pa y la presión promedio del modelo numérico es de  $P=119.7418$  pa. Ya que durante los ensayos se presentó vibración en el dispositivo, pérdidas por fricción y rugosidad, el sensor de presión se desplazó unos centímetros de la salida del dispositivo para que cuando vibre el dispositivo este no lo impacte y altere la medición; en comparativa con su contraparte hablando de la simulación en la cual no hay vibración, se desconoce la rugosidad del material sobre todo por el acabado de la pieza, además de que el sensor está exactamente en el umbral de salida del dispositivo, es por ello que se presenta esa pequeña variación en las presiones promedio.

## DISCUSION Y CONCLUSIONES

La validación del modelo numérico con ensayos experimentales sentará la base para un análisis más robusto volcado principalmente en CFD, que nos permita la adquisición de parámetros y toma de decisiones, sin la incertidumbre que los datos obtenidos sean físicamente posibles ya no digamos correctos (con el uso adecuado del software y sus parámetros claro está), podremos demandar al software cosas más complejas o la adquisición de parámetros en puntos de interés de difícil acceso, que en modelos a escala resultan muy complejos o casi imposibles de cuantificar y analizar.

Con el hecho de haber reducido la reflexión de forma considerable además de tener dimensiones y escalas bien definidas y el haber validado el modelo numérico con ensayos de laboratorio con respecto a la presión, aunado a las demás pruebas realizadas en el canal con diferentes periodos y alturas permite estar en el umbral de rediseño hidrodinámico más eficiente del dispositivo undimotriz Blow-Jet.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

**Amundarain, M.** (2012). “La energía renovable procedente de las olas. Ikastorratza”. *E-Revista de Didáctica* 8, Retrieved 2012/02/25.

**Bahaj, S.** “Generating-electricity-from-the-oceans”. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, doi: 10.1016/j.rser.2011.04.032

**Brooke, John-ECOR.** (2003). Wave Energy Conversion, Series Editors R. Bhattacharyya & M.E. McCormick, *Elsevier Ocean Engineering Book Series Volume 6*, 2003, pp. 1-6

**Chávez, X.** (2010) “Blow-Jet, Tecnología Oceanomotriz de la Conversión de Energía del Oleaje (WEC), en sus Etapas: Concepto de Diseño y Caracterización del Prototipo a Escala en un Canal De Olas”. *Universidad Nacional Autónoma de México*; 2010.

**Flow Science, Inc.** (2012) “FLOW-3D Documentation”. Release 10.1.0. (2012).

**Mendoza, E. Chávez, X. Alcérreca, J. y Silva, R.** (2015) “Hydrodynamic behavior of a new wave energy convertor: The BLOW Jet”. *Ocean Engineering*, Vol 106, (2015), pp. 252-260.

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

**MODELACIÓN NUMÉRICA DE LA FALLA POR HUNDIMIENTO DE UNA  
ESTRUCTURA SUMERGIDA SOBRE UN SUELO FINO**

***Alejandro Avila Alejandro, Mendoza Baldwin Edgar G., Silva Casarín Rodolfo***

*Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Circuito Escolar S/N, Edificio 5, Ciudad  
Universitaria, Del. Coyoacán, Ciudad de México, México*

*AAlejandreA@iingen.unam.mx, EMendozaB@iingen.unam.mx, RSilvaC@iingen.unam.mx*

**RESUMEN:**

El presente trabajo expone el desarrollo de un modelo numérico, para el estudio y predicción de la falla de un suelo cohesivo, por la acción del oleaje. Con el fin de desarrollar una herramienta que permita conocer el comportamiento de este tipo de suelos y así ejecutar un plan de acción para evitar posibles catástrofes en obras marítimas de ingeniería civil.

A partir de las soluciones analíticas propuestas por Hsu y Jeng (1994) se logra reproducir la interacción que existe entre un suelo cohesivo, el oleaje y la estructura. Consiguiendo así comprar los mecanismos de falla propuestos teóricamente con la falla experimental.

**ABSTRACT:**

The present work exposes the development of a numerical model, for the study and prediction of the failure of a cohesive soil, by the action of the waves. In order to develop a tool that allows to know the behavior of this type of soil and thus execute an action plan to avoid possible catastrophes in maritime civil engineering works.

From the analytical solutions proposed by Hsu and Jeng (1994) it is possible to reproduce the interaction that exists between a cohesive soil, the waves and the structure. Thus, it is possible to buy the failure mechanisms proposed theoretically with the experimental failure.

**PALABRAS CLAVES:** Suelo cohesivo; modelo numérico; oleaje

## INTRODUCCIÓN

El aprovechamiento de los recursos de las zonas costeras es de vital importancia para el progreso de las civilizaciones. La obtención de alimento, el comercio y el transporte son de las principales actividades que se realizan en esa estrecha franja. Sin embargo, actualmente se desarrollan actividades predominantemente industriales como la extracción de petróleo, la obtención de energía a partir del viento y oleaje y el turismo.

No obstante, el asentamiento del hombre en las costas, ha provocado que la resiliencia de los ecosistemas se vea disminuida, por lo que los efectos de los fenómenos naturales se traducen en un deterioro y degradación, muchas veces irreversible. Es por ello que el desarrollo de estrategias de protección costera, desde diversas ópticas, es de vital importancia para dar seguridad y continuidad a las actividades costeras. Una alternativa cada vez utilizada en el mundo son los diques sumergidos o arrecifes artificiales que, como su nombre lo indica, buscan imitar varias de las funciones de los arrecifes coralinos, principalmente la de atenuar la energía del oleaje.

Estas estructuras pueden presentar diversos tipos de fallo que, desde un punto de vista funcional, pueden dividirse en dos grupos. El daño estructural, generado por la acción de oleaje superior o no a la condición de diseño pero que afecta la estabilidad de la estructura. El segundo, por inestabilidad de fondo, que puede ser causada por la licuefacción o fluidización del lecho debajo o circundante a la estructura. La licuefacción del suelo se presenta debido a que el oleaje mar transmite un estado de esfuerzos al fondo, mismo que provoca un reacomodo del suelo. En condiciones de suelo fino de baja permeabilidad (condiciones no drenadas), y dado que los sucesos de consolidación son cortos, la deformación del suelo comprime el agua que se encuentra en los poros y la presión aumenta. A esto se suma el efecto de la estructura, cuya impermeabilidad impide también el drenaje del agua. Mientras el oleaje continúa actuando, la presión de poro sigue aumentando hasta que los esfuerzos superan la resistencia de la masa de suelo y falla provocando la licuefacción. En estas condiciones el suelo pierde súbitamente su capacidad de carga y se comporta como fluido (Chávez, 2013).

Algunos casos reportados de falla por inestabilidad de fondo son: el dique vertical de bloques no unidos en el puerto de Valencia, España en 1926, el dique de bloques unidos en Argieres en 1934, diques en Nueva Orleans, E.U.A., en 2005 el huracán Katrina provocó falla en el suelo, y la rotura del muelle Prat de Barcelona, España, en 2007 por el desplazamiento de los cajones por licuefacción de fondo. Todos estos casos implicaron pérdidas económicas importantes asociadas a daños estructurales, a los trabajos de reconstrucción y al paro de labores.

Comprender mejor este tipo de fallas, motiva la realización de estudios basados en modelos físicos y numéricos que puedan representar la interacción entre las estructuras, el oleaje y el fondo marino.

## OBJETIVO

Realizar un estudio analítico-experimental que permita la reproducción y el de la falla por inestabilidad de fondo de una estructura sumergida, desplantada sobre suelo fino. Comparar los resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio con los calculados mediante la solución general de Hsu y Jeng, 1994 para el caso tridimensional de un estrato fino horizontal, hidráulicamente anisotrópico, no saturado y sometido a la acción de ondas progresivas.

## ESTADO DEL ARTE

Las ecuaciones de gobierno están descritas de acuerdo al desarrollo propuesto por Biot (1941) sobre la teoría de consolidación poro-elástica.

## Esfuerzos en el suelo

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_z}{\partial z} = 0 \quad [1]$$

$$\frac{\partial \tau_x}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_z}{\partial z} = 0 \quad [2]$$

$$\frac{\partial \tau_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_y}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = 0 \quad [3]$$

Donde  $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$  son los esfuerzos normales en las direcciones x, y, z, respectivamente, y  $\tau_x, \tau_y, \tau_z$  son los esfuerzos cortantes asociados a cada uno de ellos, según la notación empleada por Biot. Estos esfuerzos son soportados tanto por el agua que se encuentra en los poros, como por las partículas sólidas, lo cual, bajo la teoría de elasticidad, se conoce como suelo poro-elástico.

## Relaciones de las deformaciones con los esfuerzos y la presión de poro

Los desplazamientos del suelo se pueden escribir como:

$$e_x = \frac{\partial u}{\partial x} \quad [4]$$

$$e_y = \frac{\partial v}{\partial y} \quad [5]$$

$$e_z = \frac{\partial w}{\partial z} \quad [6]$$

$$\gamma_x = \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \quad [7]$$

$$\gamma_y = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \quad [8]$$

$$\gamma_z = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \quad [9]$$

Donde  $e_x, e_y, e_z$  son las deformaciones lineales del suelo en las direcciones x, y, z y  $\gamma_x, \gamma_y, \gamma_z$  las deformaciones angulares.

Suponiendo al suelo como un material elástico e isotrópico, las relaciones de esfuerzo-deformación pueden ser representadas con la teoría de elasticidad por medio de la ley de Hooke en función del módulo de Young (E), el módulo de cortante (G) y la relación de Poisson ( $\nu$ ).

$$e_x = \frac{\sigma_x}{E} - \frac{\nu}{E} (\sigma_y + \sigma_z) \quad [10]$$

$$e_y = \frac{\sigma_y}{E} - \frac{\nu}{E} (\sigma_x + \sigma_z) \quad [11]$$

$$e_z = \frac{\sigma_z}{E} - \frac{\nu}{E} (\sigma_y + \sigma_x) \quad [12]$$

$$\gamma_x = \frac{\tau_x}{G} \quad [13]$$

$$\gamma_y = \frac{\tau_y}{G} \quad [14]$$

$$\gamma_z = \frac{\tau_z}{G} \quad [15]$$

A partir de estas expresiones se pueden obtener los esfuerzos normales y cortantes:

$$\sigma_x = 2G \left[ e_x + \frac{\nu}{1-2\nu} \varepsilon \right] \quad [16]$$

$$\sigma_y = 2G \left[ e_y + \frac{\nu}{1-2\nu} \varepsilon \right] \quad [17]$$

$$\sigma_z = 2G \left[ e_z + \frac{\nu}{1-2\nu} \varepsilon \right] \quad [18]$$

$$\tau_x = \gamma_x G \quad [19]$$

$$\tau_y = \gamma_y G \quad [20]$$

$$\tau_z = \gamma_z G \quad [21]$$

Bajo estas condiciones los esfuerzos normales son iguales a los esfuerzos efectivos en las partículas sólidas ( $\sigma_x', \sigma_y', \sigma_z'$ ).

Para considerar la resistencia del agua situada en los poros, el cálculo de los esfuerzos normales debe incluir no solo la aportación de los sólidos, sino también la presión ejercida por el agua (presión de poro,  $p$ ). Las relaciones esfuerzo-deformación, para los esfuerzos normales en un suelo poro-elástico, resultantes bajo este supuesto, pueden escribirse como lo presentan Sumer y Fresoe (2002):

$$\sigma_x = 2G \left[ e_x + \frac{\nu}{1-2\nu} \varepsilon \right] - p \quad [22]$$

$$\sigma_y = 2G \left[ e_y + \frac{\nu}{1-2\nu} \varepsilon \right] - p \quad [23]$$

$$\sigma_z = 2G \left[ e_z + \frac{\nu}{1-2\nu} \varepsilon \right] - p \quad [24]$$

### Ecuaciones de gobierno generales para suelos consolidados

Las ecuaciones que describen la distribución de los esfuerzos, el contenido de agua y los desplazamientos del suelo en función del tiempo se obtienen sustituyendo las relaciones esfuerzo-deformación en las condiciones de equilibrio.

$$G \nabla^2 u + \frac{G}{(1-2\nu)} \frac{\partial \varepsilon}{\partial x} = \frac{\partial p}{\partial x} \quad \text{Ec. 27}$$

$$G \nabla^2 v + \frac{G}{(1-2\nu)} \frac{\partial \varepsilon}{\partial y} = \frac{\partial p}{\partial y} \quad \text{Ec. 28}$$

$$G \nabla^2 w + \frac{G}{(1-2\nu)} \frac{\partial \varepsilon}{\partial z} = \frac{\partial p}{\partial z} \quad \text{Ec. 29}$$

Donde las variables desconocidas son  $u, v, w, p$ , por lo que se requiere de otra ecuación para encontrar la solución. Esto se logra empleando la ley de Darcy de gobierno para el flujo de agua en un medio poroso, con la cual se pueden escribir las componentes de la tasa de velocidad de dicho flujo ( $V_x, V_y, V_z$ ) en función del gradiente de presión por el cual se genera (Sumer y Fresoe, 2002):

$$V_x = \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial p}{\partial x} \quad \text{Ec. 30}$$

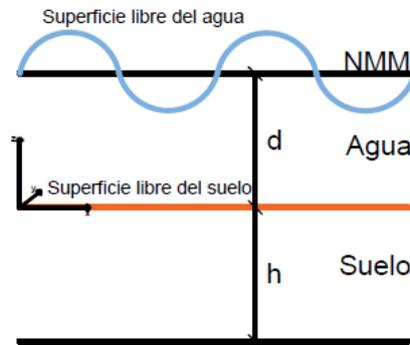
$$V_y = \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial p}{\partial y} \quad \text{Ec. 31}$$

$$V_z = \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial p}{\partial z} \quad \text{Ec. 32}$$

Donde  $k$  es el coeficiente de permeabilidad del suelo hidráulicamente anisotrópico y  $\gamma_w$  el peso específico del agua.

## Condiciones de frontera

Considerando el estrato del suelo con un espesor finito,  $h$ , para un caso bidimensional. Se supone que la onda viaja en dirección paralelo al eje  $x$ , mientras que la dirección  $z$  es medida hacia arriba desde el nivel del suelo, para la propagación de la onda, como se observa en la figura 1.



**Figura 1.** Coordenadas cartesianas usadas para el análisis de la respuesta del suelo (Hsu y Jeng 1994).

## Suposiciones básicas para las características del suelo

Para el desarrollo del fenómeno descrito, son necesarias algunas suposiciones sobre el comportamiento del suelo. Las cuales son:

- El suelo marítimo es horizontal, homogéneamente insaturado y hidráulicamente anisotrópico.
- La estructura del suelo y el fluido en los poros son uniformemente compresibles.
- A pesar del desfase de la presión de poro que existe en los suelos finos, la estructura del suelo generalmente obedece la ley de Hooke's, lo que implica que tiene propiedades mecánicas lineales, reversibles y no retardadas.
- El flujo en los poros del suelo obedece la ley de Darcy
- El estrato es poroso y la presión de poro en el suelo es el resultado de la interacción elástica entre el suelo y el agua.

Tomando en cuenta las suposiciones anteriores, para una matriz de suelo homogéneo, las expresiones para el análisis de la respuesta del suelo ante la acción de ondas progresivas, puede derivarse sujeto a algunas condiciones de contorno aplicadas en la base del estrato poroso, en primer lugar, se asume que los desplazamientos son igual a cero, por lo que:

$$u = v = w = \frac{\partial p}{\partial z} = 0 \quad \text{en} \quad z = -h \quad \text{Ec. 35}$$

La segunda condición, es que los esfuerzos efectivos normales y cortantes se vuelven cero al acercarse a la superficie del estrato poroso, y la presión de poro aumenta por lo que las condiciones de frontera de la superficie del suelo son:

$$\sigma'_z = \tau'_{xz} = \tau'_{yz} = 0 \quad ; \quad p = p_b \quad \text{en} \quad z = 0 \quad \text{Ec. 36}$$

Donde  $p_b$  es la presión de la onda sobre la superficie del fondo marino. Y está dada por:

$$p_b = p_0 \cos(nky) \cos(mkx - \omega t) \quad \text{en} \quad z = 0 \quad \text{Ec. 37}$$

Donde  $\cos(nky) \cos(mkx - \omega t)$  denota las variaciones espaciales y temporales de la onda en un plano tridimensional. El factor de amplitud  $p_0$  está relacionado con la presión de la onda, y se calcula como:

$$p_0 = \frac{\gamma_w H_s}{2 \cos(kd)} \quad \text{Ec. 38}$$

Donde  $H_s$  es la altura de ola,  $k$  es el número de onda ( $k = 2\pi/L$ , donde  $L$  es la longitud de onda);  $\omega$  es la frecuencia angular de la onda ( $\omega = 2\pi/T$ , donde  $T$  es el periodo); y  $d$  es la profundidad del agua sobre el fondo marino.

Los parámetros  $m$  y  $n$  son los componentes de oblicuidad, relacionados con el número de onda en las direcciones  $x$  y  $y$  respectivamente.

$$m = \sin \theta \quad \text{Ec. 39}$$

$$n = \cos \theta \quad \text{Ec. 40}$$

### Soluciones generales para la respuesta del suelo

Las ecuaciones de gobierno, incluyendo las condiciones de frontera, fueron resueltas analíticamente por Hsu y Jeng (1994).

La solución analítica para la presión de poro del suelo es:

$$p = \frac{p_0}{1 - 2\nu} \left[ (1 - \lambda - 2\mu)(C_2 e^{kz} - C_4 e^{-kz}) + (1 - m\mu)(\delta^2 - k^2)(C_5 e^{\delta z} - C_6 e^{-\delta z}) \right] \cos(nky) e^{i(mkx - \omega t)} \quad \text{Ec. 44}$$

Donde  $i$  denota una variable compleja. Los coeficientes  $C_1 - C_6$  están expresados en el trabajo realizado por Hsu y Jeng (1994).

Los esfuerzos normales efectivos son determinados por las expresiones:

$$\sigma'_x = -p_0 \left\{ \left[ m^2(C_1 + C_2 kz) + \frac{2\mu\lambda}{1 - 2\mu} C_2 \right] e^{kz} + \left[ m^2(C_3 + C_4 kz) - \frac{2\mu\lambda}{1 - 2\mu} C_4 \right] e^{-kz} + \left[ k^2 m^2 - \frac{\mu(\delta^2 - k^2)}{1 - 2\mu} \right] (C_5 e^{\delta z} + C_6 e^{-\delta z}) \right\} \cos(nky) e^{i(mkx - \omega t)} \quad \text{Ec. 47}$$

$$\sigma'_y = -p_0 \left\{ \left[ n^2(C_1 + C_2 kz) + \frac{2\mu\lambda}{1 - 2\mu} C_2 \right] e^{kz} + \left[ n^2(C_3 + C_4 kz) - \frac{2\mu\lambda}{1 - 2\mu} C_4 \right] e^{-kz} + \left[ k^2 n^2 - \frac{\mu(\delta^2 - k^2)}{1 - 2\mu} \right] (C_5 e^{\delta z} + C_6 e^{-\delta z}) \right\} \cos(nky) e^{i(mkx - \omega t)} \quad \text{Ec. 48}$$

$$\sigma'_z = p_0 \left\{ \left[ (C_1 + C_2 kz) + \frac{2\lambda(1 - \mu)}{1 - 2\mu} C_2 \right] e^{kz} + \left[ (C_3 + C_4 kz) - \frac{2\lambda(1 - \mu)}{1 - 2\mu} C_4 \right] e^{-kz} + \frac{1}{1 - 2\mu} [\delta^2(1 - \mu) - k^2\mu] (C_5 e^{\delta z} + C_6 e^{-\delta z}) \right\} \cos(nky) e^{i(mkx - \omega t)} \quad \text{Ec. 49}$$

Y los esfuerzos cortantes están dados por las expresiones:

$$\tau'_{xz} = imp_0\{[C_1 + (kz - \lambda)C_2]e^{kz} - [C_3 + (kz + \lambda)C_4]e^{-kz} + k\delta(C_5e^{\delta z} - C_6e^{-\delta z})\} \cos(nky)e^{i(mkx - \omega t)}$$

Ec. 50

$$\tau'_{yz} = -np_0\{[C_1 + (kz - \lambda)C_2]e^{kz} - [C_3 + (kz + \lambda)C_4]e^{-kz} + k\delta(C_5e^{\delta z} - C_6e^{-\delta z})\} \sin(nky)e^{i(mkx - \omega t)}$$

Ec. 51

$$\tau'_{xy} = -imnp_0\{[C_1 + C_2kz]e^{kz} + [C_3 + C_4kz]e^{-kz} + k^2(C_5e^{\delta z} + C_6e^{-\delta z})\} \sin(nky)e^{i(mkx - \omega t)}$$

Ec. 52

## Criterios de falla

### Fala por cortante

Cuando el esfuerzo cortante inducido por una onda sobrepasa la resistencia al cortante del suelo, ocurre una falla por cortante. Esto depende de la distribución espacial de esfuerzos inducidos por el oleaje y la resistencia al corte del suelo.

Convencionalmente, la predicción de la falla de los suelos se basa en el criterio de falla de Mohr-Coulomb, el cual es muy utilizado en la ingeniería geotécnica.

### Esfuerzos principales

Solo el oleaje provoca un cambio en los esfuerzos efectivos y en la presión de poro del equilibrio inicial que fue considerado. Donde los esfuerzos efectivos normales en las tres direcciones están dados por

$$\bar{\sigma}'_x = -(\gamma_s - \gamma_w)K_0z - \sigma'_x$$

Ec. 53

$$\bar{\sigma}'_y = -(\gamma_s - \gamma_w)K_0z - \sigma'_y$$

Ec. 54

$$\bar{\sigma}'_z = -(\gamma_s - \gamma_w)K_0z - \sigma'_z$$

Ec. 55

Donde  $K_0$  es el coeficiente de reposo del suelo y esta relacionado con el coeficiente de Poisson y esta dado por:

$$K_0 = \frac{\mu}{1 - \mu}$$

Ec. 56

Los esfuerzos cortantes efectivos actuantes sobre el suelo están definidos por las expresiones:

$$\bar{\tau}'_{xz} = -\tau'_{xz}$$

Ec. 57

$$\bar{\tau}'_{yz} = -\tau'_{yz}$$

Ec. 58

$$\bar{\tau}'_{xy} = -\tau'_{xy}$$

Ec. 59

## Licuefacción del suelo

El modo de falla de la licuefacción es diferente al de falla por esfuerzo. El esfuerzo dinámico y la tensión generada por oleaje causan deslizamiento intergranular en los contactos grano a grano y

conduce a la compactación volumétrica. En consecuencia, la relajación en la estructura del suelo transfiere esfuerzos efectivos al poro del agua, dando lugar así a la presión de poro-agua dentro de la estructura del suelo.

### Exceso de presión de poro

Es definido como el exceso de presión más allá de la presión hidrostática. El primer término de la ecuación representa la presión hidrostática, y el segundo termino

$$u_c = -(P_b - p) \quad \text{Ec. 72}$$

### Criterio de licuefacción

$$-(\gamma_s - \gamma_w)z - \sigma_z' \leq 0 \quad \text{Ec. 73}$$

En el cual el cortante normal efectivo  $\sigma_z'$ ,

### Criterio Tsai (1995)

$$\frac{1}{3} [-(\gamma_s - \gamma_w)(1 + 2K_0)z - (\sigma_x' + \sigma_y' + \sigma_z')] \leq 0 \quad \text{Ec. 74}$$

### Criterio Zen y Yamazaki (1993)

Sugiere que la licuefacción ocurre para una ola progresiva en 2D, cuando

$$-(\gamma_s - \gamma_w)z + (P_b - p) \leq 0 \quad \text{Ec. 75}$$

### Criterio Jeng (1996)

$$-\frac{1}{3}(\gamma_s - \gamma_w)(1 + 2K_0)z + (P_b - p) \leq 0 \quad \text{Ec. 76}$$

En esta ecuación el primer término representa el promedio del esfuerzo geostático efectivo, causado por el peso del sólido, mientras que el segundo representa el esfuerzo de presión de poro inducida por un sistema de oleaje de cresta corta en el fondo del mar.

## METODOLOGÍA EXPERIMENTAL

El trabajo experimental se realizó en el canal de oleaje del Laboratorio de Costas y Puertos del Instituto de Ingeniería de la UNAM. Para simular el suelo fino se creó una mezcla, a partir de diferentes ensayos previos, a base de agua y caolín comercial, en proporciones de 1.09 litros de agua por cada 2 kg de caolín. Esta mezcla se colocó sobre una charola a manera de falso fondo e instrumentada para analizar el comportamiento del suelo marino en el canal en términos de la presión de poro. A su vez, a lo largo del canal se colocaron 11 sensores de nivel, que permitieron registrar los cambios en el oleaje por el efecto de la estructura y el suelo.

La estructura sumergida se representó por medio de un bloque de cubos de concreto que se colocó sobre la mezcla de caolín y agua como se muestra en la Figura 2. Para mayores detalles se refiere al lector a Alejandre, 2016 donde se detalló la reproducción en laboratorio del hundimiento de la estructura por efecto de la falla del lecho marino.



**Figura 2.** Ensayo de la estructura sumergida sobre el suelo fino en el canal de oleaje.

## MODELO NUMÉRICO

El análisis numérico se basó en la solución analítica propuesta por Hsu y Jeng, 1994 para estimar la presión de poro y los esfuerzos efectivos en un suelo anisotrópico de grosor finito debidos a la acción del oleaje. A este modelo se agregó la presencia de la estructura y la cohesión del suelo fino. Otras variables consideradas en el modelo fueron las propiedades del suelo, las condiciones de los estados de mar propuestos en los ensayos, el peso de la estructura y las dimensiones del modelo presentado en el laboratorio (tanto en la charola que contenía el suelo, como la ubicación en donde se encontraba la estructura y el tirante de agua).

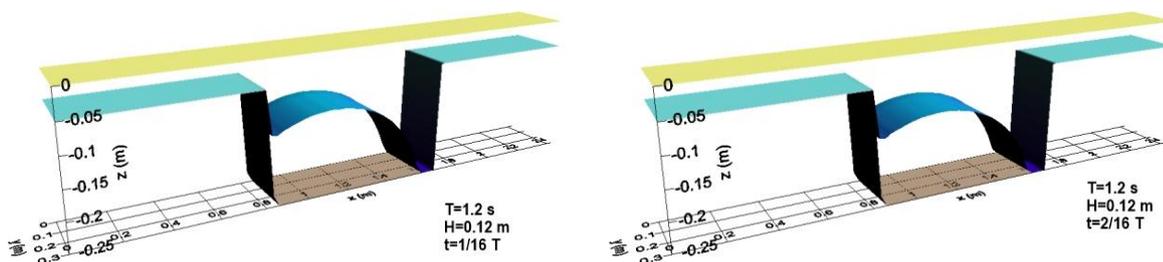
El desarrollo analítico se realizó con la ayuda de un código de programación desarrollado en la plataforma FORTRAN, al cual se le delimitaron las condiciones mencionadas arriba, calculando los desplazamientos, esfuerzos cortantes, esfuerzos normales y mecanismo de falla. Para así poder determinar la profundidad de falla del suelo en los diferentes puntos de una malla propuesta a cada 0.5mm de distancia en los ejes coordenados “x, y” y a cada 0.1mm de distancia en el eje “z”.

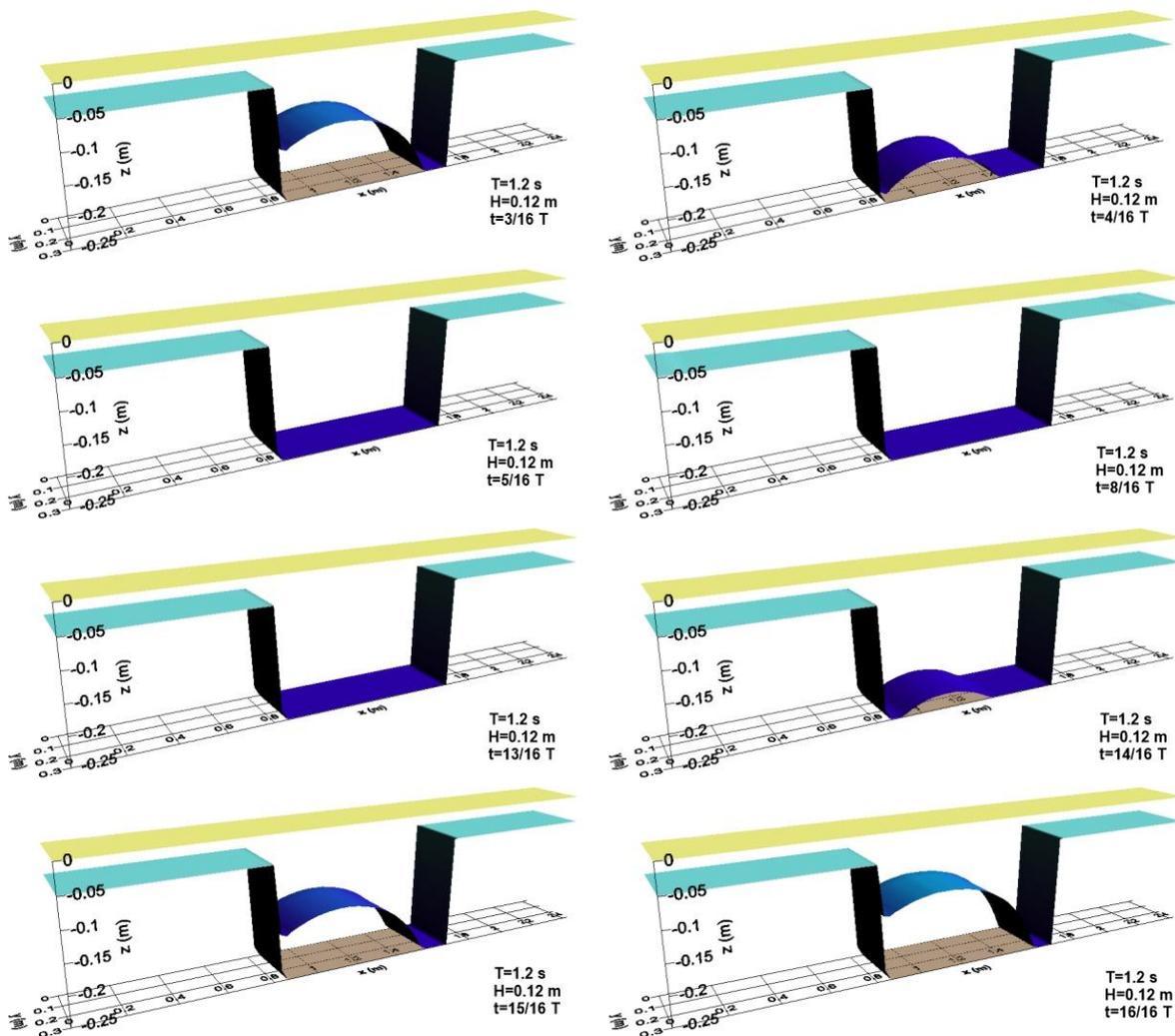
El modelo empleado es capaz de identificar los puntos en los que tanto la presión de poro como los esfuerzos efectivos incrementan y, al compararlos con la resistencia del suelo, detectar zonas, tanto en horizontal como vertical, donde falla la masa de suelo.

## RESULTADOS

A partir de los resultados analíticos obtenidos por el programa descrito anteriormente se presentarán de forma gráfica las profundidades de falla del suelo ensayado.

En las curvas que se muestran en la Figura 3, se presenta de color amarillo la superficie libre del suelo durante la prueba, de color azul la profundidad de falla del suelo de acuerdo al mecanismo de falla propuesto por Tsai (1995) y de color marrón la charola del canal. Teniendo en consideración que entre la superficie libre del suelo y la charola del canal se encuentra el suelo cohesivo ensayado; cada imagen representa un instante de tiempo en el cual se evalúa lo descrito anteriormente. El oleaje incide de izquierda a derecha en cada margen.





**Figura 3.** Mecanismo de falla del suelo según Tsay (1995). Profundidad de falla del suelo cohesivo a cada 1/16 del periodo para la prueba con estructura.

En la Figura 3 cuando el tiempo ( $t$ ) es igual a  $1/16 T$  (al inicio de la prueba), se observa que con el efecto de la estructura sobre el suelo existe una profundidad de falla inicial que oscila entre 0.1 m y 0.02 m de la parte en la que incide el oleaje, mientras que del lado opuesto tenemos una falla súbita llegando al fondo de la charola. A medida que avanza el tiempo, en las imágenes consecuentes se muestra que el comportamiento de la falla en el suelo es cada vez a mayor profundidad hasta el tiempo  $5/16 T$  en donde el suelo falla por completo y se mantiene de esta manera hasta cuando el tiempo es igual a  $14/16 T$ , en donde, el suelo se recupera hasta casi llegar a la condición inicial.

## DISCUSIÓN

Se puede decir, que el comportamiento de la profundidad de falla del suelo es debido a que al inicio de la prueba cuando el tiempo es de  $1/16 T$ , la cresta de la ola se encuentra al inicio de la charola (donde la profundidad es menor) y a medida que la cresta de la ola avanza, la profundidad de falla aumenta, provocado por el aumento de la carga de presión que ejerce la ola sobre el suelo, aumentando la presión de poro sobre este y a su vez ocasionando que el suelo falle por completo; para posteriormente al seguir avanzando, el suelo libere presión de poro y comience a disminuir la profundidad de falla hasta casi recobrar su valor inicial.

## CONCLUSIONES

Comparando lo obtenido de forma analítica con los resultados experimentales, descritos en Alejandro (2016) y González (2016), se observa una similitud en el mecanismo de falla del suelo, ya que los sensores colocados dentro de la charola del lado derecho, fallaban antes que los sensores colocados del lado izquierdo. Por lo que se puede decir que el mecanismo de falla obtenido analíticamente es representativo de lo ocurrido experimentalmente.

Los resultados del modelo permiten estudiar a detalle el efecto combinado de estructura sumergida y oleaje en el suelo marítimo, así como otro tipo de escenarios con el fin de encontrar las mejores estrategias para evitar este tipo de fallas en proyectos de ingeniería.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alejandro, A.** (2016). *Reproducción en laboratorio de la falla por hundimiento de estructuras cerca de la costa sobre suelos finos: Análisis del oleaje*. Tesis de Licenciatura, UNAM, México, 99 pp.
- Chávez, V.** (2013). *Comportamiento de suelos marinos bajo la acción del oleaje*. Tesis de Maestría, Posgrado en Ingeniería, UNAM, México, 114 pp.
- González, G.** (2016). *Reproducción en laboratorio de la falla por hundimiento de estructuras cerca de la costa sobre suelos finos: Análisis del comportamiento del suelo*. Tesis de Licenciatura, UNAM, México, 116 pp.
- Hsu, J. C., & Jeng D. S.** (1994). *Wave-induced soil response in an unsaturated anisotropic seabed of finite thickness*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol. 18, 787-807
- Jeng D. S.** (1996). *Wave-induced seabed instability in front of a breakwater*. Ocean Engng, Vol. 24, No. 10, pp. 887-917
- Y. S. Lin, & D.S. Jeng (1997)**, The effects of variable permeability on the wave-induced seabed response, Ocean Engng, Vol. 24, No. 7, pp. 623-643

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

**ALTERAÇÕES MORFOLÓGICAS DE CURTO PRAZO NA PRAIA DO  
MINHOTO, RN-BRASIL**

***Maria de Fátima A. Matos<sup>1</sup>, Ada C. Scudelari<sup>2</sup>, Venerando E. Amaro<sup>3</sup>, Vítor P. L. Rios<sup>4</sup>***

*1Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Brasil,  
fatima.alVes@ct.ufrn.br*

*2Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio  
Grande do Norte, Brasil, ada@ct.ufrn.br*

*3Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio  
Grande do Norte, Brasil, venerando.amaro@gmail.com*

*4Programa de Pós-Graduação em Ciência e Engenharia do Petróleo, Universidade Federal do Rio Grande do Norte,  
Brasil, vitorpeixoto.geo@gmail.com*

## **RESUMO**

Este estudo tem como objetivo investigar as alterações morfológicas ocorridas na Praia do Minhoto, sob a influência da indústria eólica e de petróleo: onde as instalações de parques eólicos na linha de praia e as linhas de transmissão de oleodutos de transporte e transferência de derivados de petróleo produzidos em mar para o continente, instaladas nesta praia a partir de 2011, têm causado alterações na dinâmica morfológica da praia. O trabalho contou para o reconhecimento e levantamentos por GNSS e Geodésia de precisão da face da praia, aquisição de dados oceanográficos na área, com a estimativa do clima ondas em dois pontos: PT1 e PT2, e, interpretação de imagens de sensores orbitais de diferentes datas da praia. Os resultados revelam uma tendência erosiva em relação ao período de 2010 a 2015 com grandes perdas de áreas da ordem  $91.015 \text{ m}^2$  em 5 anos, em termos de volume mostrou um aumento de  $144.059,8 \text{ m}^3$ , e quando comparado com quadro evolutivo da praia nos últimos setes anos, as análises mostram uma severa erosão da ordem de 2,4 km de recuo da barra arenosa da praia do Minhoto e um crescimento de 1,2 km do *spit*. Mostrando assim, o quanto a instabilidade morfológica na área é muito forte e dinâmica.

## **ABSTRACT**

This study aims to investigate the morphological changes occurred in Praia do Minhoto, under the influence of the wind and oil industry: where the installations of wind farms in the beach line and the transmission lines of pipelines of transport and transfer of petroleum products produced in sea to the continent, installed on this beach from 2011, have caused changes in the morphological dynamics of the beach. The work counted for the recognition and surveys by GNSS and Geodesy of precision of the face of the beach; oceanographic data acquisition in the area, with the estimation of the waves climate in two points: PT1 and PT2 and interpretation of images of orbital sensors of different dates of the beach. The results show an erosive tendency in relation to the period from 2010 to 2015 with large losses of areas of the order of  $91,015 \text{ m}^2$  in 5 years, in terms of volume showed an increase of  $144,059.8 \text{ m}^3$ , and when compared to the evolutive picture of the beach in the last seven years, the analyzes show a severe erosion of the order of 2.4 km of retreat of the sandy bar of the beach of the Minhoto and a growth of 1.2 km of the spit. Thus showing, how much the morphological instability in the area is very strong and dynamic.

**PALABRAS CLAVES:** *erosão, instalações costeiras, dinâmica praial*

## INTRODUÇÃO

A linha de costa é a zona mais dinâmica do ambiente costeiro, esta é influenciada tanto pelas forças terrestres quanto marinhas (Bheeroo et al., 2016). Em todo o mundo, a zona costeira tem experimentado uma forte erosão e perdas de faixas de praias, levando a degradação de grandes áreas por conta do rápido desenvolvimento costeiro e das atividades antrópicas ali instaladas (Romine et al., 2009). O aumento do crescimento da urbanização e das populações nos ambientes costeiros, têm resultado num stress rigoroso sobre a dinâmica costeira, levando à fortes instabilidades costeiras (Bheeroo et al., 2016).

A avaliação e monitoramento do ambiente costeiro exige uma abordagem sistemática no sentido de influenciar os parâmetros, contudo, esta situação pode ser tediosa e demorada e muitas vezes impossível para regiões costeiras muito extensas (Cracknell, 1999). A linha de praia está sempre sujeita às mudanças devidas aos processos costeiros, que são controlados pelas características das ondas, características dos sedimentos, forma da praia, marés, entre outros (Kumar et al., 2010).

As mudanças morfológicas da praia podem ser observadas ao longo de um dia, devido aos processos costeiros atuantes e da influência antrópica sobre a zona costeira (Aguillar et al., 2010). Historicamente, a implantação de instalações portuárias e costeiras, na costa Brasileira, significa a formação de polos de indução de desenvolvimento e de vetores de ocupação (Hofman, 2015). Instalações estas de extrema relevância para a formação de adensamento urbanos e industriais e economia local e regional. Embora essa expansão seja considerada vital para o crescimento econômico, as consequências ambientais e potenciais riscos associados tem causado diversos conflitos e problemas ao longo das últimas décadas (Hofman, 2015). A exemplo disso, os parques eólicos instalados no litoral do Brasil, têm sido alvos de muitos questionamentos e conflitos de usos e interesses.

Especificamente no litoral nordestino, os parques eólicos estão promovendo profundos impactos ambientais negativos (Meireles, 2011), sobretudo, no litoral do Rio Grande do Norte. Os parques que estão operando e os em fase de instalação nos campos de dunas têm revelado que a área ocupada pelos aerogeradores é gravemente degradada (terraplenada, fixada, fragmentada, desmatada, compactada, alteração na morfologia, topografia e fisionomia do campo de dunas), pois juntamente com a instalação se faz necessário a manutenção de uma rede de vias de acesso para cada um dos aerogeradores e resguardar a base dessas estruturas da erosão eólica. Com isso iniciou-se um generalizado e aleatório processo de fixação artificial das areias (Meireles, 2011). A situação torna-se mais problemática quando os parques eólicos são instalados sobre a linha de praia, como é o caso da Praia do Minhoto, no litoral do Rio Grande do Norte, onde ainda há a presença de linhas de transmissão *offshore* de derivados de petróleo, ampliando os riscos ao derramamento de óleo e alteração na hidrodinâmica costeira (transporte sedimentar, refração e difração da onda, etc.), devido os mesmos, estarem situados em ambientes rasos, exigindo assim, a cada período o rebaixamento dos dutos em relação a exposição na praia.

Portanto, quantificar a alteração espacial da morfologia praias em curto espaço de tempo é importante nos estudos de dinâmica costeira de curto a longo prazo. No monitoramento dos ambientes costeiros, os métodos empregados para determinação a linha de praia deve ser definida em função dos objetivos a serem alcançados, do nível de detalhe a ser monitorado, da extensão da área e da amplitude temporal (Santos et al., 2011). Na maioria dos estudos as linhas de praia são obtidas a partir das imagens de satélites com o uso do SIG para calcular as alterações, e vêm sendo relativamente eficaz para as medições precisas sobre as mudanças na linha de costa e os riscos a erosão (Mujabar & Chandrasekar, 2011; Kaliraj & Chandrasekar, 2012).

Análise de diferentes imagens satélites incluindo sensores orbitais passivos e ativos, têm sido usados e obtidos resultados confiáveis na avaliação das mudanças de linha de praia ao longo da zona costeira (Bheeroo et al., 2016). Nas décadas recentes, novas tecnologias têm surgido para o mapeamento da linha de praia incluindo imagens de satélite de alta resolução (Bheeroo et al., 2016), equipamentos de rastreamento orbital do sinal do sistema de posicionamento global - GPS (Schweitzer,

2013) e imageamento por Lidar (Brock & Purkis, 2009; Aguilar et al., 2010). Devido aos benefícios da precisão, eficiência, rapidez e baixo custo, o GPS tem sido empregado com sucesso em algumas partes do mundo (Tanajura, 2008; Schweitzer, 2013).

Assim, este artigo descreve as alterações morfológicas e ambientais ocorridas na Praia do Minhoto, sob a influência da indústria eólica e de dutos de transporte e transferência de derivados de petróleo produzidos em mar, instalados nesta praia a partir de 2011. Com o suporte da Rede GPS do Litoral Setentrional do RN - RGLS (Santos & Amaro, 2011; Santos et al., 2011), o trabalho contou com levantamentos por GNSS e Geodésia de precisão; e interpretação de imagens de sensores orbitais de diferentes datas da praia e região adjacente.

## Caracterização da Área de Estudo

A área de estudo definida está situada na porção interna da plataforma continental adjacente do litoral setentrional do Rio Grande do Norte (Figura 1). Este litoral se estende por uma extensão de aproximadamente 165 km intercalado por rios e estuários, praias arenosas, ecossistema de manguezal, campos dunares, falésias e arenitos praias. Ao longo deste litoral estão presentes as mais importantes atividades econômicas para o estado do Rio Grande do Norte, como as indústria de petróleo e gás natural, indústria salineira, carcinicultura e a indústria eólica.

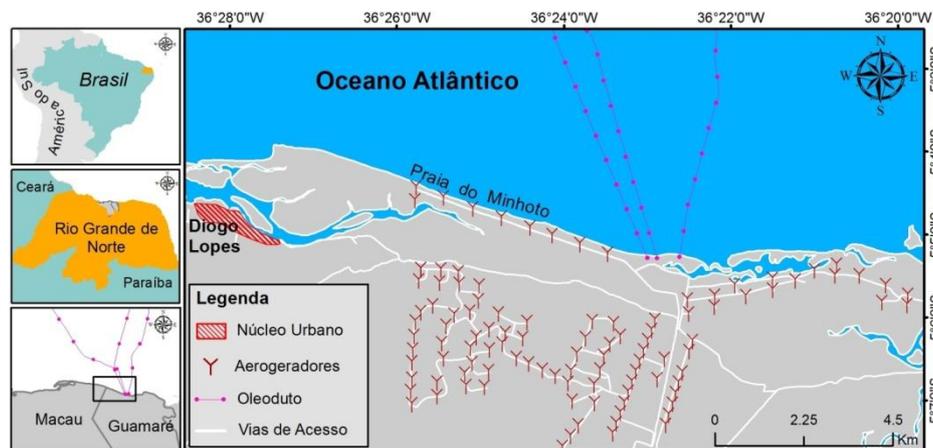


Figura 1.- Mapa de localização da área de estudo.

Localmente a Praia do Minhoto está situada em uma área que abriga os principais pólos industriais petrolíferos do Estado do Rio Grande do Norte: os pólos de Macau e Guamaré, e mais recentemente, a partir de 2011, passou a expansão de diversos parques eólicos para a geração de energia, das quais uma linha muito próxima encontra-se instalada na praia do Minhoto, cerca de 37 a 210 m de distância em relação a linha de praia.

Em condições de maré de sizígia na porção oeste da praia onde a estrada de acesso, bem como os aerogeradores estão mais próximo da linha de praia, a distância em relação ao alcance da maré pode atingir 25 m apenas. Fato este que tem comprometido as estruturas dos aerogeradores ao à inundação quando há ocorrência de *washover*, sobretudo, em eventos de marés extremas combinados com as primeiras chuvas do ano. A Figura 2 exemplifica a situação ambiental da praia, assim como a condição em que se encontra as estruturas instaladas. Ou seja, uma das estruturas eólicas (AE9), encontra-se exatamente posicionada na área de depressão interdunar, região esta que constantemente é alagada devido os baixos níveis topográficos, o contato com o lençol freático e aproximação do canal de maré que bordeja a área.

A Praia do Minhoto, topograficamente possui uma característica mais plana e extensa longitudinalmente e estreita transversalmente. Varia entre 4.30 m (altitude máxima) e 0.15 m (altitude mínima), com traços marcantes de natureza dissipativa. É uma praia exposta diretamente a ação das ondas e correntes.



**Figura 2.-** Uso e ocupação da Praia do Minhoto por parque eólico.

As correntes também possuem papel importante nesta região, de junho a dezembro predominam para WSW, e de janeiro a maio, possuem sentido predominante para NW. Os valores máximos dos registros de junho a dezembro estão associados às velocidades das correntes com sentido para a costa, com 0.292 cm/s, de janeiro a maio, as velocidades são mais elevadas, 0.327 cm/s, um aumento de 35 cm, o que quer dizer que de janeiro a maio o transporte sedimentar é mais forte que nos demais meses nessa região (Matos et al, 2013).

## MÉTODOS

A estrutura metodológica deste trabalho foi composta por etapas. Na primeira etapa, envolveu a aquisição de dados oceanográficos na área, com a estimativa do clima ondas em dois pontos: PT1 e PT2. Na segunda etapa, compreendeu os levantamentos de campo para obtenção das linhas de costa da praia do Minhoto. Na segunda etapa, envolveu os processamentos necessários para a determinação das coordenadas geodésicas e altitudes ortométricas. E na terceira etapa foi realizado os cálculos para determinar as taxas de variação da linha de costa e a taxa do balanço sedimentar planimétrico das áreas de acreção e erosão. Uma quarta etapa envolveu a interpretação de imagens de sensores orbitais.

## Dados Oceanográficos

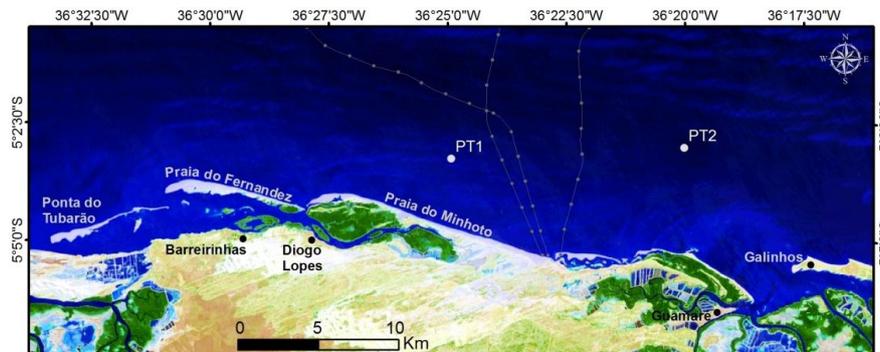
As características das ondas foram obtidas a partir da *hindcasting* numérica para um período de cinco anos (2010-2015) usando o modelo SWAN (*Simulating WAves Nearshore*) (Booij et al., 1999). Este modelo foi calibrado para o litoral norte do RN por Matos et al. (2013) que usou bases de dados *in situ* entre os anos de 2010 a 2012 para validação do modelo e forneceu uma previsão aceitável com o clima de ondas incidente na área.

Os parâmetros de fronteira usados para a configuração da modelagem encontram-se resumidas na Tabela 1. Foi considerado as características morfológicas e geográficas do trecho de litoral estudado – *e.g.* direção predominante da linha de costa e das isolinhas batimétricas, conformação geométrica do leito, características do substrato sedimentar, padrões dos ventos, variações do nível de maré e as condições de ondas incidentes ao largo.

**Tabela 1.-** Condições de fronteira do SWAN e dados de origem.

| Dados             | Referência                         | Variáveis Paramétricas  |
|-------------------|------------------------------------|---|
| Batimetria        | Carta Náutica n. 720<br>DHN (2017) | Dimensões m / Resolução km<br>Malha 1: 100 x 62, 1000x1000<br>Malha 2: 50 x 20, 500x250<br>Malha 3: 30 x 10, 100x50 |
| Ventos            | INMET (2017)                       | Velocidade: (m/s), valores de 6 em 6 horas<br>Direção: (°), valores de 6 em 6 horas                                 |
| Maré              | DHN (2017)                         | Nível: m, valores de 6 em 6 horas   |
| Agitação ao Largo | WaveWatch III<br>Tolman (2002)     | HS (m), Tp (s), DIR (°), valores de 6 em 6 horas  |

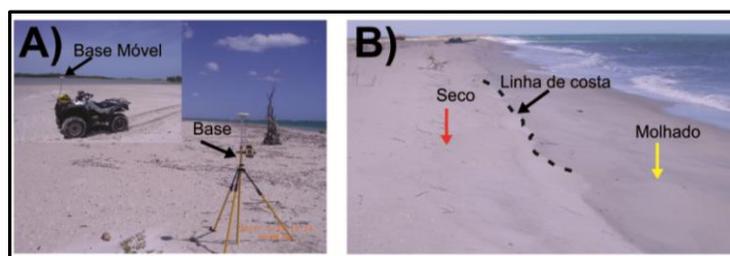
Os dados de ondas introduzidos na integração das análises são caracterizados pelos valores de: altura significativa (m), período médio (s) e direção média das ondas ( $^{\circ}$ ) para o conjunto de anos considerados de 2010 a 2015 e transferidos para duas estações costeiras: PT1 e PT (Figura 3). O PT1 encontra-se situado a oeste dos dutos de transporte e transferência de derivados de petróleo produzidos em mar para a costa, e, o PT2 a leste, frontal a praia do Minhoto.



**Figura 3.-** Localização dos pontos de ondas: PT1 e PT2, situados

### Levantamento por GNSS

A série temporal de posições de linha de praia que foram levantadas entre os anos de 2010, 2011, 2012 e 2015 foram efetuados durante as fases de maré de quadratura. Essa referência foi definida em função da logística de campo da área, o que permitiu o acesso área e obtenção da variação relativa mínima na posição da linha de praia em função da variação da maré (Santos, 2011). O levantamento foi realizado com o posicionamento GNSS (*Global Navigation Satellite System*) pelo método relativo cinemático, onde dois receptores coletam dados, simultaneamente, durante um determinado intervalo de tempo, sendo um instalado em uma estação de referência e outro nos pontos de interesse (Figura 4). Como referências foram utilizadas as estações geodésicas instaladas na área de estudo, para fornecer linhas de base curtas ao posicionamento GNSS (inferior a 3,2 km) (Santos & Amaro, 2011).



**Figura 4.-** Enquadramento do levantamento de campo: A) Receptor fixo (base) montado em tripé e receptor móvel (rover) acoplado ao quadriciclo motorizado. B) Contato entre a areia seca e molhada marcando a linha de costa.

### Cálculo de Determinação da Taxa de Variação da Linha de Costa

Esta etapa foi realizada por meio modelo computacional DSAS 4.3 (*Digital Shoreline Analysis System*) desenvolvido na plataforma ArcGis, por Thieler et al. (2009). O programa gera transectos ortogonais às linhas de costa com espaçamento pré-definidos pelo usuário, em seguida é feito o cálculo das taxas de variação, as quais são então reproduzidas em uma tabela de atributos.

A praia do Minhoto foi sistematicamente segmentada por transectos a cada 10 m, onde se obteve um total de 514 transectos. Estes transectos iniciam-se a partir de uma linha de base posicionada em direção à costa e cruza as diferentes linhas costeiras perpendicularmente. Com as intersecções entre todas as linhas de costa obtidas com GPS, foram calculadas estatísticas para cada conjunto de dados das distâncias em cada transectos.

## RESULTADOS E DISCUSSÕES

### Distribuição Anual do Clima de Ondas

Um conjunto de observações simuladas, durante os 5 anos, de 2010 a 2016 é analisado para a determinar o clima de ondas. Na Tabela 1, são apresentados um resumo estatístico geral das características das ondas incidentes nos dois pontos PT1 e PT2: valores máximos, médios, mínimos, erro padrão e desvio padrão. Como se pode observar os parâmetros, as alturas significativas,  $H_s$ , do PT2 são mais elevadas,  $H_s = 1,70$  m em relação as ao PT1,  $H_s = 1,69$  m. O período médio máximo, da onda alcançou momentos de até 13 s no PT2, enquanto que no PT1 foi de 6,8 s, e as direções atingem máximos de  $360^\circ$  (N – Norte), com médias de  $46^\circ$  e  $64^\circ$  (NE – Nordeste, ENE – Leste-Nordeste), e direções descendentes de  $0,15^\circ$  e  $0,50^\circ$  de N.

**Tabela 1.-** Estatística do clima de ondas das estações: PT1 e PT2.

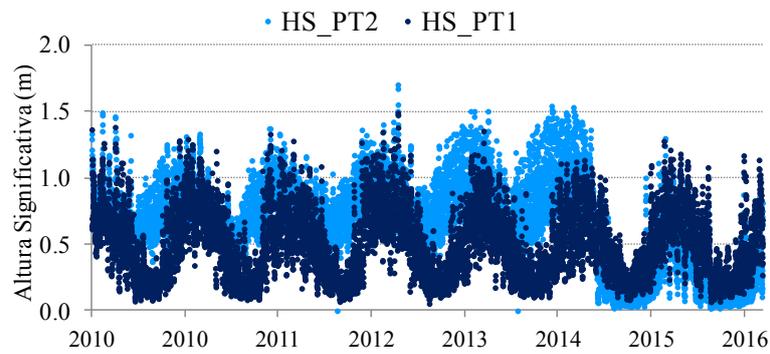
| Estatística Descritiva | PT1 (m, s, $\theta$ ) |       |      | PT2 (m, s, $\theta$ ) |       |      |
|------------------------|-----------------------|-------|------|-----------------------|-------|------|
|                        | $H_s$                 | $T_m$ | DIR  | $H_s$                 | $T_m$ | DIR  |
| Máximo                 | 1,49                  | 6,88  | 360  | 1,70                  | 13,03 | 360  |
| Mínimo                 | 0,20                  | 2,24  | 0,15 | 0,13                  | 1,06  | 0,50 |
| Média                  | 0,54                  | 4,35  | 64   | 0,69                  | 4,45  | 46,9 |
| Erro padrão            | 0,01                  | 0,01  | 0,50 | 0,01                  | 0,02  | 0,30 |
| Desvio padrão          | 0,26                  | 0,65  | 50   | 0,32                  | 1,67  | 31,6 |

Os dados adquiridos sob condições de agitação nas estações PT1 e PT2 mostram um estado de regime associados aos períodos sazonais das ondas ao longo dos anos.

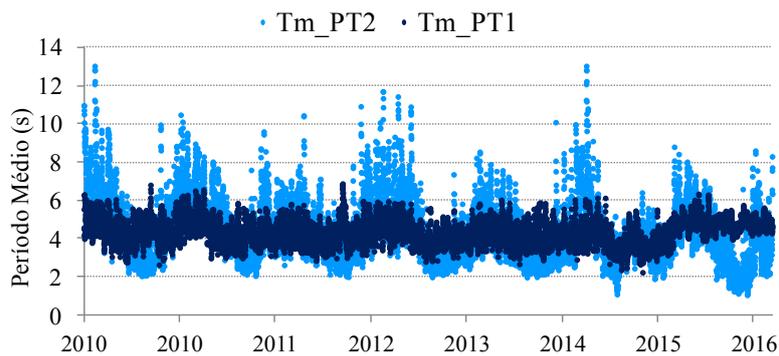
Em termos de HS (Figura 5), há uma ligeira sobreposição nos resultados do PT2 quando comparados aos resultados do PT1. Na fase inicial, há sempre uma pequena diferença entre os valores, com os valores de HS do PT2 superiores aos do PT1, período que caracteriza, sobretudo, os meses de Dezembro a Março. Na sequência tem-se uma redução das ondas nos meses que caracterizam o período do Inverno, de Junho a Outubro, sendo bem reproduzido pelas duas estações. Contudo, verifica-se que as condições de agitação no PT2, são sempre mais elevadas em relação ao PT1, sendo as alturas de 0.8 e 1.0 m as mais frequentes (Figura 9), devido às características das estações. O PT2 recebe as frentes de ondas livre das linhas de transmissão de oleodutos. Ao ultrapassar as linhas, as características perdem parte da velocidade e amplitude e tendem a dispersar sua energia, mantendo períodos médios mais regulares e constantes.

Nos períodos médios (Figura 6), verifica-se dois padrões bem distintos, enquanto no PT2, tem-se uma evolução e ao longo do ano, no PT1, os períodos são mais regulares e constantes, com frequências de ocorrência predominante as ondas com períodos médios de 4 s, e, no PT2, os períodos médios mais frequentes variam entre 4 e 8 s.

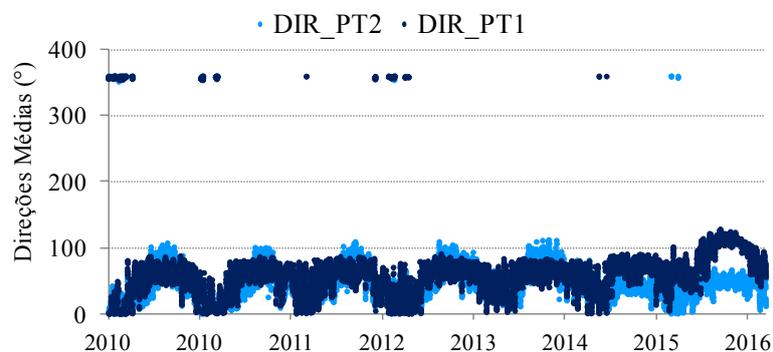
Os padrões de direções mostram que ao longo do ano, em ambas as estações as direções evoluem semelhantemente, nos meses que compõe o Verão (Dezembro a Fevereiro), incidem na costa as direções de N-NE (Norte-nordeste), nos meses seguintes as direções crescem para padrões de NE-ENE (Leste-Nordeste), sendo estas as ondas mais frequentes que chegam na costa, são as de padrões.



**Figura 5.-** Resultado das alturas significativas (Hs, m) em relação às medições das estações PT1 e PT2, da série temporal 2010 a 2016.



**Figura 6.-** Resultado dos períodos médios (Tmed, s) em relação às medições das estações PT1 e PT2, da série temporal 2010 a 2016.



**Figura 7.-** Resultado das direções médias (Dir, °) em relação às medições das estações PT1 e PT2, da série temporal 2010 a 2016.

### Variações Planialtimétricas da Praia do Minhoto

A análise das variações da Praia do Minhoto entre 2010-2015 permitiu a quantificação e a caracterização de curto prazo das tendências evolutivas e das modificações ocorridas. As alterações mostraram-se acentuadas ao longo de todo o setor analisado, com destaque para dois trechos com maior intensidade erosiva.

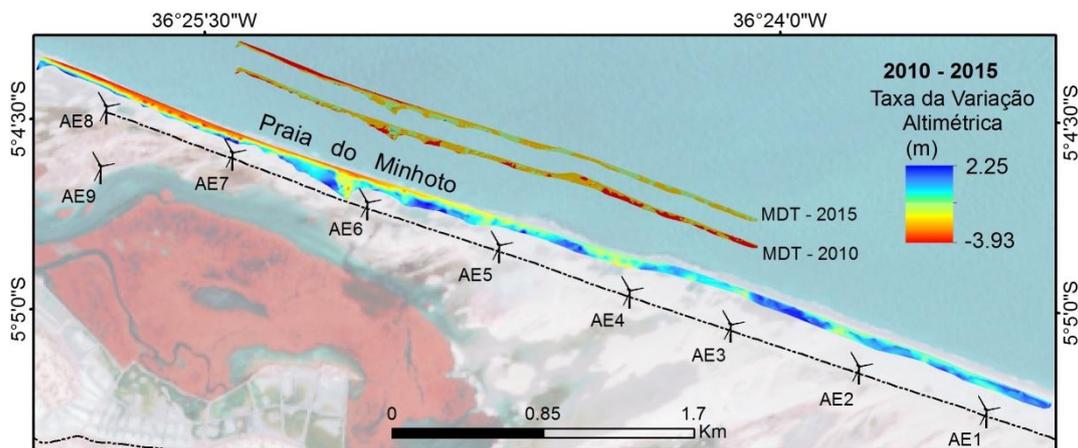
Os resultados da variação planialtimétrica ( $m^2$ ), obtidos a partir dos dados com o GPS Geodésico são apresentados numa síntese da Tabela 2. Com base nestes resultados, verificou-se que no período estudado, a taxa de erosão foi superior em relação a taxa de acreção, o que significa que o balanço sedimentar areal foi negativo.

**Tabla 2.-**Taxa do balanço sedimentar areal entre os anos de 2010 a 2015 na Praia do Minhoto por GNSS.

| Período   | Acreção           | Erosão            | Taxa do Balanço Sedimentar |
|-----------|-------------------|-------------------|----------------------------|
| [Ano]     | [m <sup>2</sup> ] | [m <sup>2</sup> ] | [m <sup>2</sup> ]          |
| 2010-2011 | 19.339            | 3.677             | 15.662                     |
| 2011-2012 | 26                | 41.220            | -41.194                    |
| 2012-2015 | 16.248            | 67.907            | -51.658                    |
| 2010-2015 | 13.825            | 91.015            | -77.190                    |

Apesar do resultado em termos de planialtimetria acentuar uma grande perda de área em metros quadrados, em termos volumétricos houve um acentuado aumento significativo para 2015. Nos resultados do modelo de elevação da face de praia, em 2010 o volume de área foi = 360.613,5 m<sup>3</sup>, enquanto que em 2015 o volume foi = 504.673,26 m<sup>3</sup>, ou seja, considerando o mesmo limite de face de praia, houve um aumento 144.059,8 m<sup>3</sup>, alterando assim as cotas altimétricas dos cinco anos de análise.

Com a interseção e subtração entre os dois modelos, pôde-se verificar a exatidão das áreas onde a erosão é mais acentuada e a acreção foi mais presente. Entre os AE6 a AE8 (Figura 8), na porção externa da praia, nota-se uma extensa faixa com cotas muito baixa, e entre os AE1 e AE5, ocorreu um aumento significativo das cotas altimétricas, resultando assim, no aumento de área volumétrica em 2015.



**Figura 8.-** Mapa de erosão/acreção de volume acumulado ao longo do período de análise.

### Determinação da Variação da Linha de Costa e Tendência Evolutiva

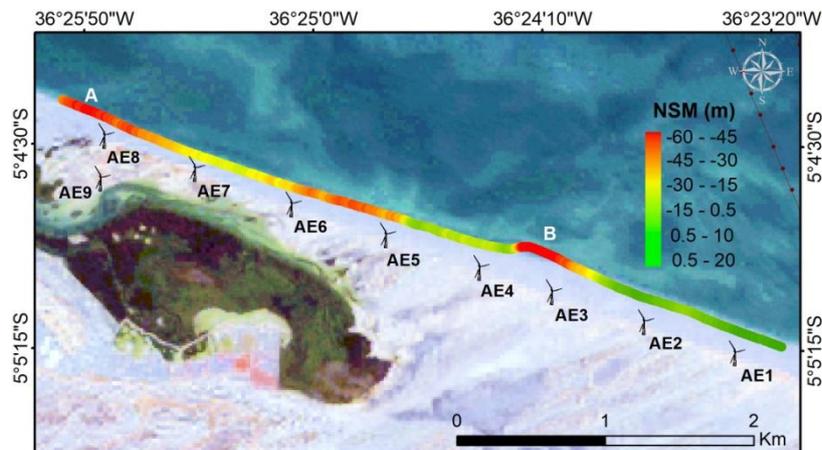
Uma das aplicações obtidas com os dados centra-se na análise evolutiva de mudanças e variações do litoral no período entre 2010-2015, uma análise de curto prazo. Neste artigo, a quantificação e caracterização de curto prazo de tendência evolutiva mostraram-se acentuada ao longo de todo o trecho analisado, com destaque para dois setores com maior intensidade erosiva.

As estatísticas obtidas com o DSAS ofereceram uma conjectura de mudanças que ocorreram na praia do Minhoto entre os últimos cinco anos analisados. As consequências foram em grande parte resultante da mobilização sucessiva num sentido dominante na área.

O parâmetro estatístico NSM (Net Movimento Shoreline) que é definido como a diferença entre a linha de costa mais antiga e a linha de costa mais recente foi usado para ressaltar tais variações. O método permitiu quantificar o total (m) de recuo e avanço da faixa de praia durante o período em análise e caracterizar os setores mais intensos a instabilidade morfológica.

Com base nos valores obtido pelo NSM, podemos distinguir na Figura 11 duas áreas fortemente instáveis (A e B). Na porção A, que representa os primeiros 550 m frontal ao AE8 e AE9, houve o recuo de -42 m,  $\pm$  -8.06 m/ano de perda linear de faixa de praia. Na porção B, trecho com 410 m de extensão, houve -59 m de recuo negativo, que representa um decréscimo médio de  $\pm$  -11.9 m/ano durante os 5 anos analisados.

Estes resultados mostram a resposta dos efeitos antrópicos associados aos hidrodinâmicos nesta praia em curto prazo de tempo. Apenas um pequeno trecho, nas mediações da zona frontal ao aerogerador AE1, mostrou um crescimento médio de  $\pm 2.7$  m/ano e um crescimento linear positivo de 20 m.



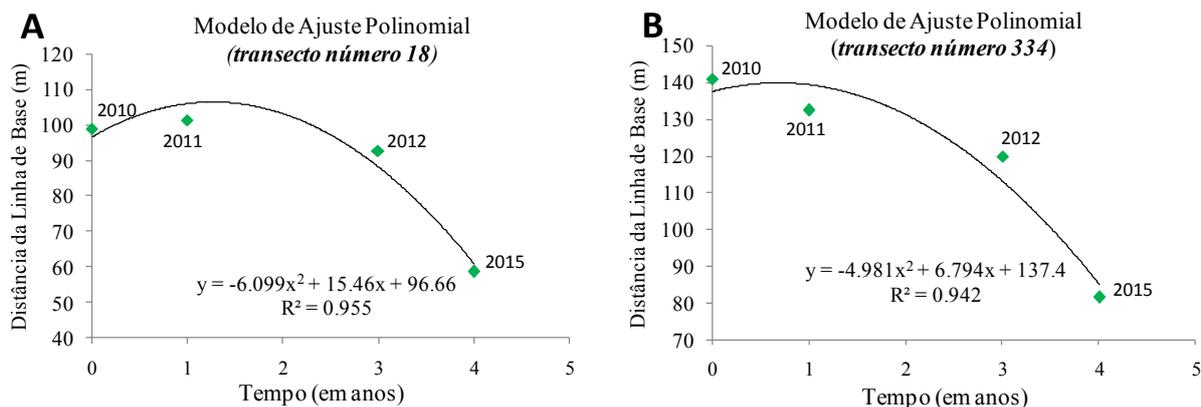
**Figura 9.-** Tendência evolutiva de mudança da linha de costa (NSM) dos 514 transectos durante o período de 2010-2015. De acordo com as cores, verifica-se uma intensidade fortemente erosiva, tendo os setores A e B acentuado com recuo de -59.7 m da linha de costa.

O problema da erosão é muito forte como se pode observa na Figura 9, na área mais afetada frontal aos aerogeradores AE4 e AE3. Para uma análise mais específica, foi configurado um ajuste de regressão linear considerando os transectos 18 e 334 que representa os setores A e B. A resposta foi um resultado de coeficiente de  $R^2$  de 0.67 e 0.84 ao longo tempo, indicando a forte tendência erosiva experimentada entre os anos de 2010 e 2015 na praia do Minhoto.

Além disso, ao longo de todo o trecho estudado em relação à praia do Minhoto os transectos apresentam os valores de NSM e de declive próximo de zero (Figura 9) com indicativo de outras alterações ao longo da praia, e alguns trechos com pequena homogeneidade. Nos trecho mais próximo da cor verde claro na Figura 9 foi onde ocorreu uma tendência evolutiva estável ao longo do tempo.

Analisando a forma como a taxa de Regressão Linear Simples se encaixa em cada transecto, e a relação deste com o NSM, a Figura 10 mostra um comportamento estatístico muito semelhante ao longo da praia do Minhoto. Portanto, foi possível perceber que o modelo linear pode ser usado geralmente entre os transectos como tendência erosiva, tendo uma inclinação negativa de aproximadamente 99% e cujo coeficiente de  $r$  igual a 0.99. Entretanto, uma segunda escolha foi feita em relação ao modelo de ajuste, sendo considerado um modelo polinomial de segunda ordem (Figura 10) que explica mais apropriadamente a variância dos dados, com  $R^2$  de 0.95 e 0.94 enquanto que o ajuste linear representou  $R^2$  de 0.67 e 0.83, respectivamente.

Os resultados expressam uma tendência erosiva em grande escalas. Este comportamento pode ser decorrente de variações de alta frequência no balanço sedimentar ao longo da praia relacionadas, por exemplo, a mudanças no regime de ondas ligadas, conforme as Figuras 5, 6 e 7; a mobilidade das barras arenosas, reduzindo o suprimento de sedimentos na Praia do Minhoto, conforme Figura 12.

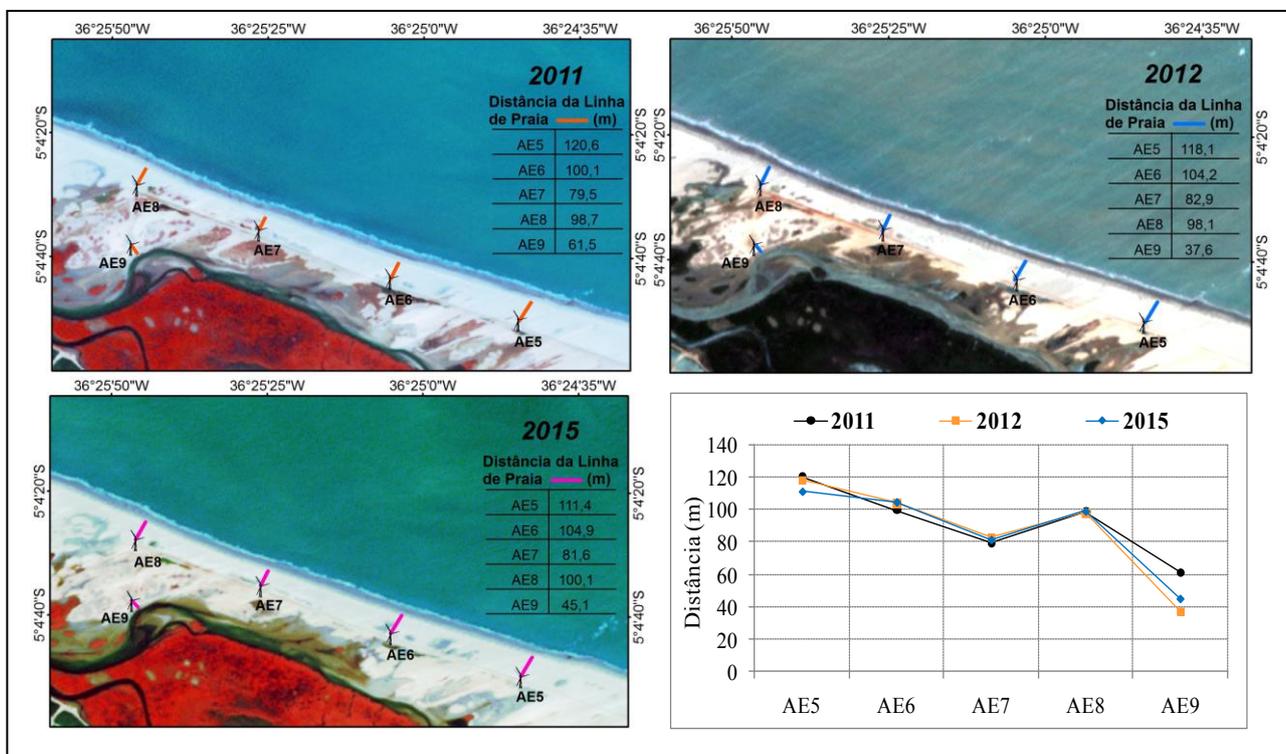


**Figura 10.-** Ajuste de regressão polinomial entre as distâncias de linha de base e do tempo para os números de transectos: 18 e 334 (numeração relativa aos setores A e B), com as linhas de GPS entre 2010 e 2015.

### Principais Fatores que Influenciam as Alterações na Praia do Minhoto

Com o objetivo de analisar as alterações influenciados pelos aerogerados, instalados na Praia do Minhoto a partir de 2011, verificou-se que o distanciamento das turbinas em relação a linha de praia, têm reduzido entre os anos, a partir de 2012. Ocorreu dois momentos mais críticos para os: AE5, AE7 e AE9 (Figura 11). O AE5, apresentou uma sempre a redução da distância, com -2.5 m em 2012 e - 6.7 m em 2015, o que indica a tendencia erosiva seguidamente. O AE7 apresentou um aumento da distância para 2012, entretanto, em 2015 ocorreu um recuo de -1.3 m da linha de praia.

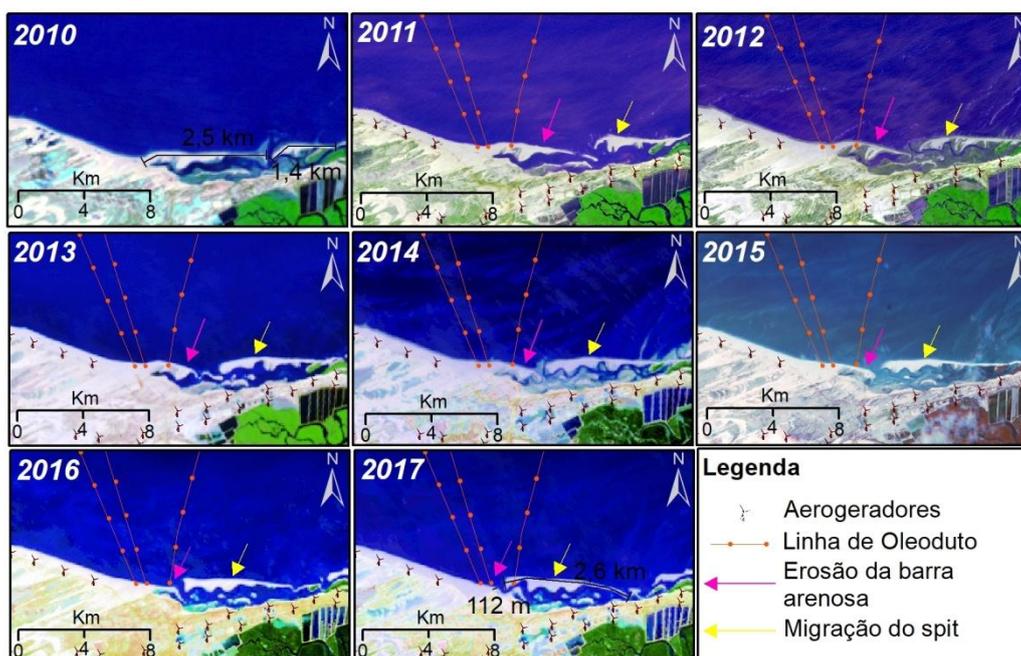
O AE9, é o mais crítico dos aerogeradores, pois a inundação da turbina já ocorre pela porção interna da praia, devido a turbina encontrar-se localizada na margem do canal de maré. Em 2012 ocorreu um grande recuo da orden de -23.9 m, mesmo em 2015, apresentando uma acreção de 7.5 m, a turbina está a 45 m de distância do canal.



**Figura 11.-** Distância das turbinas eólicas em relação à linha de Praia entre os anos de 2011, 2012 e 2015.

Associados a esta análise, verificou-se as alterações na Praia do Minhoto ao longo dos últimos sete anos, 2010-2017, e observou-se que estão também relacionadas à dinâmica do balanço sedimentar que ocorre na parte leste da Praia (Figura 12), que esta sendo influenciada pelas linhas de transmissões de transferência dos oleodutos, rebaixados na área submersa da Praia do Minhoto, devido a exposição em que se encontravam na praia naquele ano.

Na Figura 12, nota-se o quanto a barra arenosa a leste da Praia (seta rosa) erodiu ao longo desses anos. Em 2010 a barra possui uma extensão de 2,5 km, em 2017 apresentou apenas 112 m. Na mesma porção, mas a leste, um spit avançou sobre a barra, foram 1,2 km de crescimento entre 2010 a 2017. Conforme as imagens, verifica-se uma tendência do spit a anexação à Praia do Minhoto. Por outro lado, a presença do spit atua como um fornecedor de sedimentos para a Praia. Embora, tende a dispersar parte dos sedimentos e da energia das ondas devido a presença das linhas de transmissões dos oleodutos, a dinâmica de é muito forte na área.



**Figura 12.-** Evolução de curto prazo da erosão da barra arenosa do Minhoto e migração do spit entre os anos de 2010 e 2017.

## Conclusões

Estudar as mudanças de ambiente praias que ocorrem em curto prazo são imprescindíveis quando se tratar de um conjunto de implicações negativas para o uso e ocupação do litoral que afetam a valoração dos recursos naturais, bem como os interesses socioeconômicos. No presente estudo as alterações morfológicas da Praia do Minhoto estão sendo investigadas de forma a entender a magnitude das alterações causadas pela influência dos empreendimentos instalados nesta praia.

O estudo apresenta resultados que revelam uma tendência erosiva em relação ao período de 2010 a 2015 com grandes perdas de áreas da ordem  $91.015 \text{ m}^2$  em 5 anos. Neste período a linha de praia apresentou em dois pontos um recuo acentuado de  $-42 \text{ m}$  e  $-59 \text{ m}$ . Porém, em termos de volume mostrou um aumento de  $144.059,8 \text{ m}^3$ , alterando assim as cotas altimétricas dos cinco anos de análise.

Contudo, a análise de Regressão Linear Simples, mostrou uma tendência erosiva sucessiva entre 2010 a 2015, sobretudo, nas mediações dos AE5, AE7 e AE9, que mostrou um severo recuo da ordem de  $-23,9 \text{ m}$  em 2012 no AE9, uma diferença de  $-16,4 \text{ m}$  em relação ao que avançou em 2015. Quando comparado com quadro evolutivo da praia nos últimos setes anos (Figura 12), as

análises mostram uma severa erosão da ordem de 2,4 km de recuo da barra arenosa da praia do Minhoto e um crescimento de 1,2 km do *spit*. Mostrando assim, o quanto a instabilidade morfológica na área é muito forte e dinâmica. Essa instabilidade na área é responsável pelo aumento das inundações nas áreas de depressões interdunares e ocorrência de *washover* nos trechos onde os aerogeradores encontram-se instalados.

## Referencias Bibliográficas

- Aguilar, F.J.; Mills, J.P.; Delgado, J.; Aguilar, M.A.; Negreiros, J.G.; Pérez, J.L.** (2010). Modelling vertical error in LiDAR-derived digital elevation models. *ISPRS Journal of Photogrametry and Remote Sensing*, 65(1): 103-110, 2010.
- Booij, N.; R.C. Risand L.H. Holthuijsen** (1999). "A Third-generation Wave Model for Coastal Regions, Part I, Model Description and Validation". *J. Geophysical Research*, Vol. 104, No. 4, pp. 7649-7666.
- Brock, J.C. and S.J. Purkis** (2009). The emerging role of Lidar remote sensing in coastal research and resource management. *Journal of Coastal Research*, 53, 1-5, 2009.
- Diretoria de Hidrografia e Navegação - DHN** (2017). Cartas Náuticas. Disponível em: <<http://www.dhn.mar.mil.br/>>. Acesso em Dez 2015.
- Diretoria de Hidrografia e Navegação - DHN** (2017). Tábuas de marés. Disponível em: <<http://www.dhn.mar.mil.br/>>. Acesso em Nov 2015.
- Instituto Nacional de Meteorologia-INMET**. (2013). Dados das séries temporais climáticas da Rede do INMET. Disponível em: <<http://www.inmet.gov.br/>>. Acesso em Abr 2013.
- Kaliraj, S. and N. Chandrasekar** (2012). Geo-processing model on coastal vulnerability index to explorer risk zone along the South West coast of Tamilnadu, India. *Int J Earth Sci and Eng*, 5(5): 1138-1147, 2012.
- Matos, M.F.A.; Fortes, C.J.E.M.; Amaro, V.E. and A.C. Scudeleri** (2013). "Comparative analysis os agitation obtained the numeric model (SWAN) in modeling Rio Grande do Norte (Brazil) northern coastal waves and field data". *Journal of Integrated Coastal Zone Management*, Vol. 13, No. 3, pp. 283-299.
- Mujabar, S. and N. Chandrasekar** (2011). A shoreline change analysis along the coast between Kanyakumari and Tuticorin, India, using digital shoreline analysis system. *J Geo Spa Inf Sci*, 14(4): 282-293, 2011.
- Santos, M.S.T. and V.E. Amaro** (2011). Rede geodésica para o monitoramento costeiro do litoral setentrional do Estado do Rio Grande do Norte. *Boletim Ciências Geodésicas*, v.17(4):571-585, 2011.
- Santos, M.S.T.; Amaro, V.E. and M.V.S. Souto** (2012). Metodologia geodésica para levantamento de linha de costa e modelagem digital de elevação de praias arenosas em estudo de precisão de geomorfologia e dinâmica costeira. *Revista Brasileira de Cartografia*, 63, 469-483, 2012.
- Thieler, E.R.; Himmelstoss, E.A.; Zichichi, J.L.; and E. Ayhan** (2009). "Digital shoreline analysis system (DSAS) version 4.0 an ArcGis extension for calculating shoreline changes". *U.S. Geological Survey Open-File Report 2008-1278*, 2009.
- Tolman, H. L.** (2002) *User manual and system documentation of WAVEWATCH – III version 2.22*. NOAA, National Centers for Environmental Prediction. OMB Technical Note 222. Camp. Springer, United State, 133p.

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

**ANÁLISE DO CALADO DINÂMICO NA BARRA NORTE DO RIO  
AMAZONAS**

**Yasmin Wakasa Góes<sup>a</sup>, Leonardo de Almeida Leal<sup>a</sup>, Marcos Gallo<sup>b</sup>, Susana B. Vinzon<sup>ab</sup>**

<sup>a</sup>Engenharia Ambiental, Escola Politécnica, DRHIMA/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil

{yasminwgoes, leonardoleal10}@poli.ufrj.br;

<sup>b</sup>Área de Engenharia Costeira, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil

{susana, marcosgallo}@oceanica.ufrj.br

**RESUMO:**

A motivação deste estudo está baseada no fato de existir um local denominado Agrião com a batimetria elevada que limita o calado de passagem dos navios no chamado Arco Norte, pela foz do Rio Amazonas. Tendo em vista os altos custos que envolvem o transporte de carga, há um interesse das empresas em otimizar o calado dinâmico de forma a transportar o máximo possível para economizar, diminuindo os custos nas viagens realizadas. O trabalho se propõe a analisar sessenta passagens dos navios das empresas Cargill Agrícola S/A e Companhia de Navegação Norsul, durante o espaço temporal de maio de 2016 a janeiro de 2018. A metodologia aplicada é quantitativa e qualitativa, o trabalho objetiva tratar os dados disponibilizados pelas empresas de forma a delimitar especialmente as rotas de passagem dos navios, observar a variabilidade temporal das profundidades e avaliar as passagens em função da maré e do calado dinâmico. As análises das passagens indicam que um melhor entendimento da maré no local possibilita um aumento de calado dinâmico e, conseqüentemente, a capacidade de carga dos navios. Dessa forma, o trabalho busca fornecer subsídios para o aprimoramento da navegação na região do Agrião na Barra Norte do Rio Amazonas.

**ABSTRACT:**

The motivation of this study is based on the fact that there is a place called Agrião with a high bathymetry which limits the vessels passage on the North Arc, through the Amazon river outfall. Owing to the high costs that involves cargo transports, there is a large interest, by the cargo companies, in optimize the dynamic draft in order to transport the highest amount of cargo as possible, reducing travel costs. This review proposes to analyse sixty passages of the vessels from Cargill Agrícola S/A and Companhia de Navegação Norsul, since May 2016 until January 2018. The methodology applied is quantitative and qualitative; this work main goal is to threat the data given by the companies in order to: spatially delimit the vessels route, observe the temporal variability of the depths and evaluate the routes according to the dynamic draft and the high water. The analysis of the passages indicates that a better understanding of the tide in the place allows an increase of dynamic draft and, consequently, the capacity of load of the ships. Thus, this work provides subsidies for the improvement of the navigation in the region of Agrião at the North Bar of the Amazon River.

**Palavras-chave: Barra Norte do Rio Amazonas, Previsão de maré, Calado dinâmico**

## INTRODUÇÃO

O setor de transporte possui forte relação com a economia, promovendo a acessibilidade e mobilidade das pessoas e das cargas, auxiliando os outros setores. Em 2016, o IMEA (2016) caracterizou a matriz de transporte brasileira como 61% rodoviário, 21% ferroviário e 18% hidroviário. Tendo em vista o alto consumo de combustível, elevados índices de engarrafamento nas cidades brasileiras, acidentes reportados e o tempo de transporte, o transporte hidroviário sem dúvidas apresenta-se como uma ótima alternativa socioambiental. Segundo a Sociedade Nacional de Agricultura (SNA, 2017), o corredor do Arco Norte é reconhecido nos dias de hoje como uma das mais importantes vias de escoamento hidroviário para a exportação do Brasil.

Os navios que transportam grãos e minérios advindos dos terminais portuários de Itacoatiara (AM), Santarém (PA) e Santana (AP) pertencentes ao corredor do Arco Norte, utilizam a Barra Norte do Rio Amazonas como rota de saída. Nessa rota há um trecho denominado "Agrião" (Figura 1), de aproximadamente 45km de extensão, afastado da costa e com fundo lamoso, que limita as passagens dos navios a profundidade de 11,5m (MB, 2015). Simultaneamente, há um interesse por parte das empresas em otimizar o calado dinâmico de forma a transportar o máximo de carga, tendo em vista os altos custos associados ao seu transporte. Pode-se definir calado dinâmico como a variação de profundidade disponível para navegação em função da profundidade local e da variação total da maré, que na área (Gallo e Vinzon, 2005) varia de 1,8m (quadraturas) a 3m (sizíngias). Ressalta-se que a medição ou previsão de marés é realizada a aproximadamente 150km do trecho com profundidades restritas.

O presente estudo se propõe a abordar a necessidade de aprimoramento das condições de segurança e navegabilidade na Barra Norte do Rio Amazonas, visando aferir a possibilidade de otimização do calado dinâmico para a navegação na região. Para isso, foram analisados os registros de 60 (sessenta) passagens fornecidas pelas empresas Cargill Agrícola S/A e Companhia de Navegação Norsul, coletados de maio de 2016 a janeiro de 2018. Os dados contêm informações de latitude, longitude, data e hora, velocidade, calado e UKC ("Under-Keel Clearance").

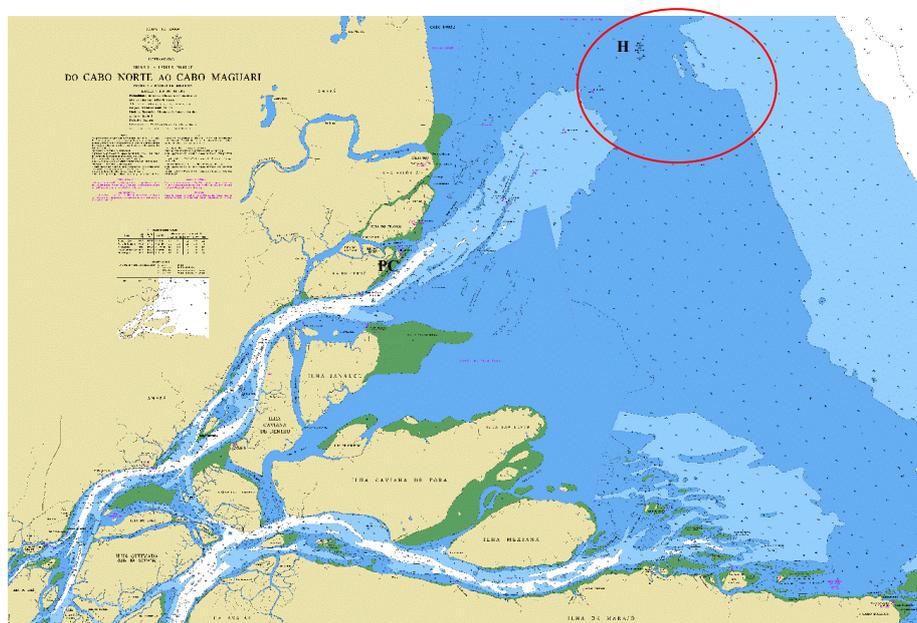


Figura 1. Mapa da Barra Norte do Rio Amazonas (Carta Náutica 21300). Localização dos pontos maregráficos (estação de Ponta do Ceu-PC e ponto H) e região com restrição de calado (em vermelho).

## METODOLOGIA

A metodologia utilizada segue um padrão qualitativo e quantitativo, baseada no tratamento de dados e análise gráfica, como pode ser observado na **Figura 2** a seguir.

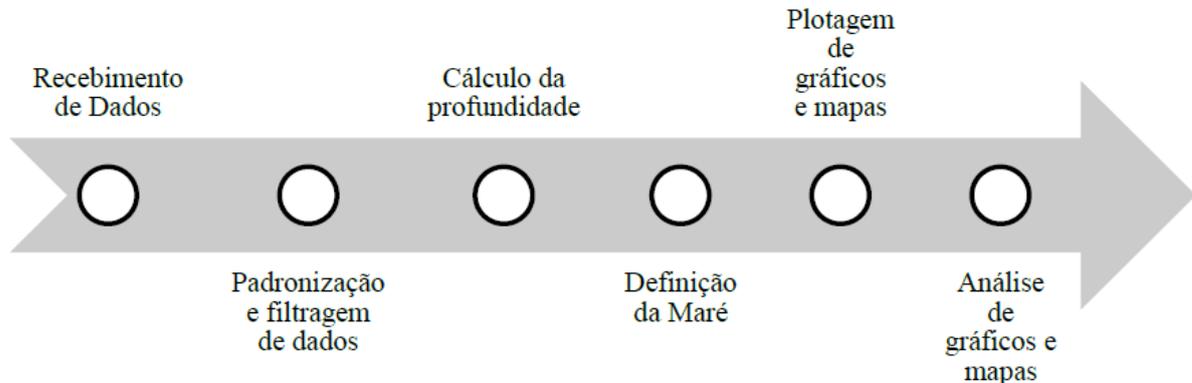


Figura 2. Resumo do passo a passo da metodologia utilizada pelo estudo

Cada navio possui procedimentos e ferramentas individuais para registro de dados e por isso fez-se necessária uma etapa de homogeneização e filtragem de dados.

Com base nos dados fornecidos pelos navios foi possível calcular a profundidade, a partir do somatório dos dados de calado e UKC.

Tendo em vista a proximidade com a área de interesse do estudo, os instantes e as alturas de maré foram estimados a partir da maré prevista para a estação Ponta do Céu, localizada na boca do Rio Amazonas. Logo, os dados de maré foram estimados para o ponto de coordenadas Latitude  $1^{\circ} 34'N$  e Longitude  $49^{\circ} 13'W$ , denominado ponto H (Figura 1), próximo a área de profundidades restritas, através das orientações contidas na Carta 21300.

No estudo realizado, distinguiu-se a situação de carga de um navio a partir de duas nomenclaturas. Pode-se dizer que o navio está “EM LASTRO” quando o mesmo não está transportando carga. Em contraposição, denomina-se “CARREGADO”, quando o navio está transportando carga além do próprio peso de sua estrutura.

(a) **RECEBIMENTO DE DADOS:** Primeiramente os arquivos elaborados a bordo, contendo os registros das 60 (sessenta) passagens contendo dados de calado, SOW (“Speed Over Water”), latitude, longitude, Data e hora, UKC e outros, foram encaminhados pelas equipes das embarcações via e-mail para a realização do estudo em questão. O estudo se baseou em dados fornecidos pelas empresas Cargill Agrícola S/A e Companhia de Navegação Norsul, coletados durante as passagens que ocorreram no espaço temporal de maio de 2016 a janeiro de 2018.

(b) **PADRONIZAÇÃO E FILTRAGEM DE DADOS:** O presente trabalho se iniciou com um período de tratamento dos dados, tendo em vista que os mesmos foram elaborados não só por embarcações diferentes como também por empresas distintas. Cada navio possui procedimentos e ferramentas individuais para registro de dados e por isso fez-se necessária uma etapa de homogeneização e filtragem de dados. Além disso, a tripulação de cada navio possui uma maneira de salvar e encaminhar os registros em arquivos com extensões diferentes como Microsoft Word (.docx), Portable Document Format (.pdf), Microsoft Excel (.xls), e semelhantes. Por essa razão, foi elaborada uma planilha modelo utilizando o Excel para receber os dados e armazená-los de maneira homogênea, facilitando o tratamento dos mesmos e a sua posterior localização.

O modelo de planilha foi utilizado para armazenar os dados de cada passagem da embarcação em abas diferentes. Desse modo, as coordenadas da mesma embarcação entrando no Rio Amazonas estarão em aba diferente daquelas que representam a embarcação saindo do rio. Possibilitando assim uma análise de forma individual para cada passagem realizada pelos navios.

Além da padronização, fez-se necessária a filtragem das informações que seriam utilizadas nas análises do estudo, para isso foram selecionados os seguintes parâmetros: Calado, Velocidade, Latitude e Longitude, Data e Hora e UKC (“Under-Keel Clearance”).

A velocidade considerada foi a velocidade sobre a água (SOW – “Speed Over Water”) em nós. Foi selecionada pois pretende-se investigar a existência ou não de um padrão no local de acordo com a maré.

Para o estudo em questão, com o intuito de padronizar, todos os dados de Latitude e Longitude foram formatados em grau decimal. Dessa forma foi possível plotar as passagens dos navios com o mesmo referencial geográfico para a localização das rotas espacialmente.

Em relação ao posicionamento das passagens no tempo, outros parâmetros imprescindíveis para a realização das análises são a data e a hora de ocorrência das mesmas. Foram fornecidas informações temporais para cada coordenada espacial das passagens dos navios de ambas as empresas. Tais dados são essenciais para a análise da variabilidade temporal das passagens dos navios e para a correlação com as marés observadas em cada instante.

É importante ressaltar que todos os dados foram transformados em UTC (Universal Time Coordinated), o fuso horário no qual todas as outras zonas horárias do mundo estão baseadas. Tendo isso em vista, todas as planilhas que possuíam dados baseados em horário local (UTC-3) foram atualizadas para estarem de acordo com a referência UTC.

O calado do navio é a parte do casco que se encontra submersa, é a medida da altura desde a superfície da água até a quilha .

O parâmetro UKC (Under-Keel Clearance) é a distância medida entre o final do casco do navio e o fundo do mar (no caso, pode ser o início da camada de lama, uma vez que o equipamento utilizado não possui a capacidade de penetrar na camada de lama). Do mesmo modo como o Calado do navio, o UKC foi selecionado com o objetivo de viabilizar o cálculo da profundidade dos locais de passagem das embarcações.

(c) **CÁLCULO DA PROFUNDIDADE:** Com base nos dados fornecidos pelos navios foi possível calcular a profundidade, outro parâmetro importante para as análises do estudo. A planilha modelo no Microsoft Excel, foi programada para calcular a profundidade baseando-se na seguinte expressão:

$$P = C + UKC \quad [1]$$

Sendo:

P = Profundidade (m)

C = Calado (m)

UKC = Under-Keel Clearance (m)

A profundidade total é igual a soma do calado e do UKC, parâmetros já detalhados anteriormente. Tal parâmetro foi calculado com o objetivo de identificar a lâmina d’água disponível que o navio cargueiro possuiria para a navegação no local.

(d) **DEFINIÇÃO DA MARÉ:** Tendo em vista a proximidade com a área de interesse do estudo, os instantes e as alturas de maré foram estimados a partir da maré prevista para a estação Ponta do Céu. Os dados de maré foram estimados para o ponto de coordenadas Latitude 1° 34’N e Longitude 49° 13’W, denominado ponto H.

Foram extraídas do site da Marinha (MB, 2018) as Tábuas de Maré relativas à estação Ponta do Céu na Barra Norte do Rio Amazonas. Os dados obtidos através do site abrangem o espaço temporal desde maio de 2016 a janeiro de 2018, período de ocorrência das passagens analisadas no presente estudo. As Tábuas de Maré de cada mês do período de análise foram copiadas individualmente para uma planilha modelo no Microsoft Excel previamente elaborada para tratar os dados de entrada.

De acordo com a Carta 21300 de 2017, a preamar no ponto H ocorre aproximadamente 4 horas e 10 minutos antes de ocorrer a preamar na estação Ponta do Céu. Tendo isso em vista, os instantes de preamar foram calculados da seguinte forma:

$$THp = TEp - 4h e 10min \quad [2]$$

Sendo:

THp = Instante estimado para ocorrência de preamar no ponto H (UTC)

TEp = Instante previsto para ocorrência de preamar na Estação Ponta do Céu (UTC)

Por outro lado, a baixa-mar no ponto H ocorre aproximadamente 4 horas e 39 minutos antes da ocorrência da baixa-mar na estação Ponta do Céu. O cálculo para os instantes da baixa-mar no ponto H foi realizado de forma análoga a preamar.

$$THb = TEb - 4h e 39min \quad [3]$$

Sendo:

THb = Instante estimado para ocorrência de baixa-mar no ponto H (UTC)

TEb = Instante previsto para ocorrência de baixa-mar na Estação Ponta do Céu (UTC)

Tendo em vista essas informações, foi possível calcular o tempo relativo ao ponto H, na região de restrição de calado. Ademais, calculou-se a Maré reduzida subtraindo a altura de Maré da média das Marés obtidas na estação Ponta do Céu. Por fim, sabe-se que a maré no ponto H representa 67% da maré reduzida, com essa relação foi possível calcular a maré na região de interesse do estudo. Com isso, o cálculo da altura de maré estimada para o ponto H segue a fórmula abaixo:

$$H = 1,48 + 0,67 * (X - 2,21) \quad [4]$$

Sendo:

H = altura de maré estimada para o ponto H (m)

X = altura de maré prevista para Ponta do Céu (m)

(e) **PLOTAGEM DE GRÁFICOS E MAPAS:** Ao final da filtragem e padronização dos dados fornecidos pelas empresas, foi possível iniciar a etapa de plotagem de gráficos. Tendo em vista a grande quantidade de dados e informações obtidas esta etapa foi muito importante para facilitar as análises e tomadas de decisão do estudo.

Para a elaboração dos gráficos, os navios foram separados em entrando no continente (todos “EM LASTRO”) e saindo do continente (a maioria “CARREGADO”, com a exceção de um “EM LASTRO”) e buscou-se os horários das preamares e/ou baixa-mares mais próximos do período de passagem dos navios (caso existam) com o objetivo de encontrar uma relação entre as preamares e baixa-mares (tanto de sizígia quanto de quadratura) e as rotas traçadas pelos navios.

Depois, foi realizada uma análise mais específica, comparando casos de preamares de sizígia e quadratura dos navios que estavam carregados (saindo do continente). Essa análise foi dividida em duas partes, ambas comparavam navios com rotas parecidas, mas a preamar relativa ao ponto H ocorreu em pontos distintos. O objetivo dessa análise foi definir qual a melhor maneira de aproveitar a maré de forma a obter a maior profundidade durante todo o trecho, através da comparação entre as profundidades mínimas encontradas nos trechos percorridos.

(f) **ANÁLISE DE GRÁFICOS E MAPAS:** Com base nos gráficos e mapas plotados na fase anterior, deu-se início a etapa de verificação e validação de dados. O objetivo principal desta etapa é examinar os gráficos e resultados que foram possíveis obter através dos dados fornecidos pelas duas empresas.

## RESULTADOS

### PRIMEIRA ANÁLISE

Para a realização dessa análise, os navios foram separados em função do seu sentido de deslocamento: entrando no continente (todos “EM LASTRO”) e saindo do continente (a maioria “CARREGADO”, com a exceção de um “EM LASTRO”).

Primeiramente, foram analisadas as rotas dos navios com o objetivo de aferir a ocorrência das preamares ou baixa-mares ao longo do trecho de batimetria crítica no Agrião. Além disso, esta análise tem o intuito de investigar a possibilidade de existência de um padrão no posicionamento das preamares em relação as rotas de passagem.

Para navios “EM LASTRO” foi observado que os calados são inferiores aos dados de profundidade mínima da Carta 21300, e por tanto, não foi observado um padrão de comportamento ao longo da travessia.

Posteriormente, as preamares e baixa-mares identificadas foram classificadas em sizígia, aquelas com maior altura de maré, e quadratura, as de menor altura de maré. Todos valores iguais ou acima dessa média (2,65metros) foram considerados como sizígia e os valores abaixo foram considerados como quadratura. Portanto, foram gerados dois gráficos diferentes, que serão descritos e apresentados a seguir.

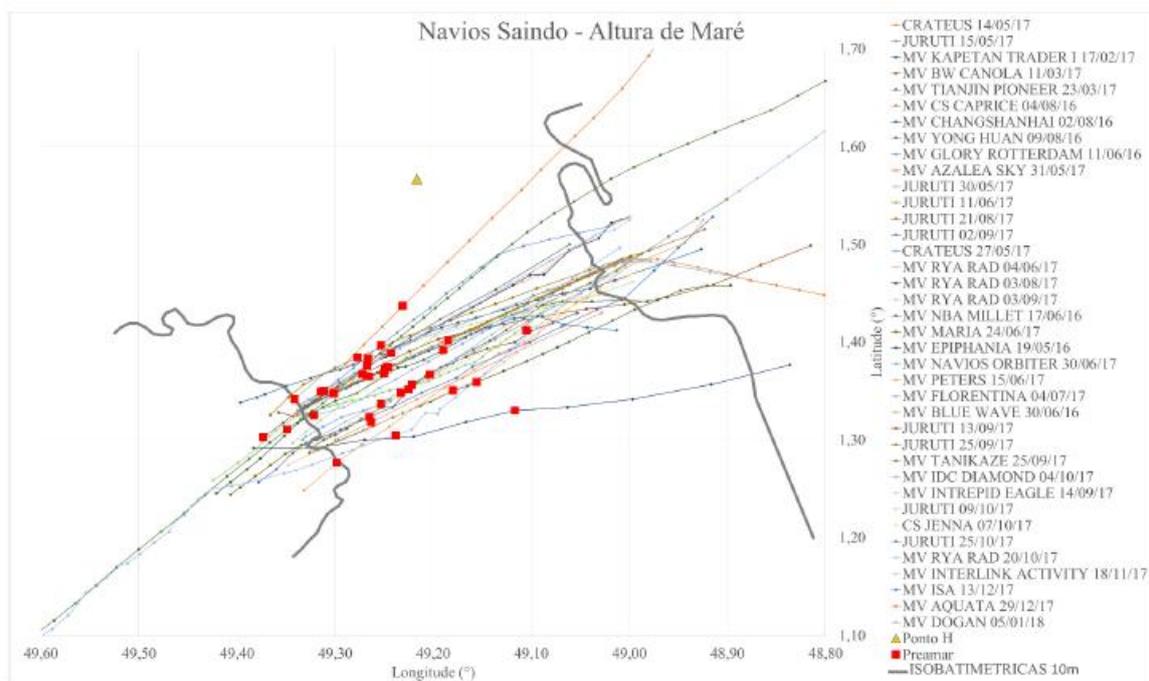
Nessa análise, tendo em vista que os navios estão em sua maioria carregados e, conseqüentemente com calados mais elevados, era esperado que houvesse uma preocupação maior quanto à altura de maré no momento da passagem pela região do quebra-molas. Tudo isso, sabendo-se que a maioria dos navios saem com o calado máximo permitido de 11,5m que supera as profundidades na região segundo a Carta 21300.

Foram analisadas 38 (trinta e oito) rotas de navios saindo do continente, e dessas, em 35 (trinta e cinco) foram registradas ocorrências de preamar durante o período de passagem dos navios pela região do Agrião, o que enfatiza a grande preocupação quanto à profundidade no local do quebra-molas. Além disso, é importante ressaltar que em nenhuma rota foi observada a ocorrência de baixa-mar.

Com essa análise, pode-se afirmar que há um planejamento por parte da equipe de bordo dos navios para garantir que as alturas de maré estejam favoráveis no momento da passagem do navio pela região crítica. A existência de um planejamento também pode ser reforçada pela escolha da rota dos navios, de forma que os mesmos percorrem a menor distancia possível na extensão de menores profundidades.

Ademais, foi possível concluir também que os navios, em sua maioria, tendem a passar com o instante de preamar posicionado entre o início e o meio da região de menores profundidades, ou seja, entram aproximadamente com alturas de maré mais elevadas e passam ao longo do período de vazante. Posteriormente serão detalhadas análises com o intuito de avaliar a ocorrência do padrão observado.

O gráfico dos Navios Saindo com as preamares, está representado na **Figura 3** a seguir.



**Figura 3.** Mapa da região do Agrião (delimitado pelas isobatimétricas de 10 m) e passagens dos navios (com as preamares indicadas em vermelho).

A próxima etapa é uma expansão da análise anterior, e objetiva identificar o tipo de preamar, se é sizígia ou quadratura e para isso utilizou-se a mesma média das preamares calculada durante todo o período de análise (maio de 2016 a janeiro de 2018).

Como já citado, existem 35 (trinta e cinco) preamares nesse gráfico e elas foram classificadas de acordo com as regras explicitadas acima como de 16(dezesseis) ocorrências de sizígia e 19 (dezenove) de quadratura, como pode ser visto na **Figura 4** (em azul escuro e em laranja, respectivamente), elas se concentram entre o início e a região do centro do trecho de batimetria crítica.

Ademais, o fato de ser uma maré de sizígia ou quadratura, é de suma importância nesse caso. Como o gráfico apresentou diferentes posições da preamar, tanto para sizígia quanto para quadratura, esse fato motivou uma análise mais à fundo, comparando casos de sizígia e quadratura em diferentes posições cujas rotas foram semelhantes, com o objetivo de determinar qual o melhor cenário de passagem.

O gráfico dos Navios Saindo com as preamares de Sizígia ou Quadratura, está representado na **Figura 4**.

Como pôde-se observar nas figuras 3 e 4, a maioria dos navios apresentou a preamar posicionada logo na entrada do Agrião (lado oeste), porém não houve um padrão quanto ao tipo de maré.

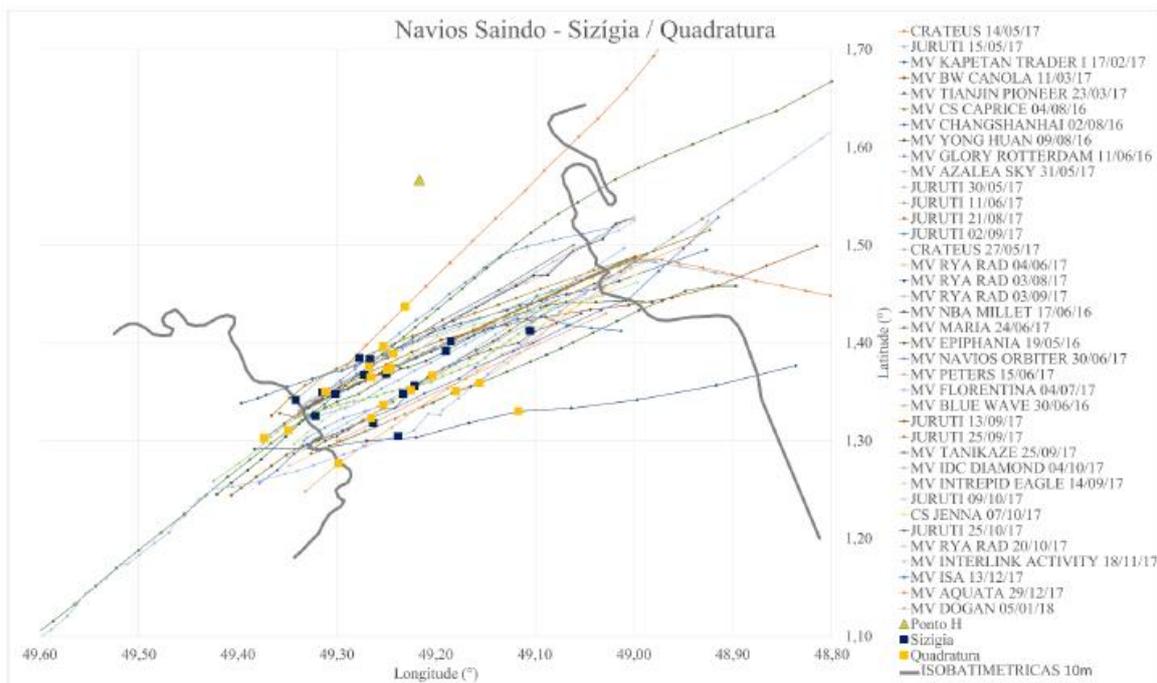


Figura 4. Mapa da região do Agrião (delimitado pelas isobatimétricas de 10 m) e passagens dos navios (com as preamares de sizígia, indicadas em azul escuro, e preamares de quadratura, indicadas em amarelo).

## SEGUNDA ANÁLISE

Para essa análise, foram plotadas as profundidades dos navios, na região do Agrião, de acordo com o tempo da passagem em função da preamar no ponto H. Ou seja, o momento da ocorrência da preamar foi considerado em 0 minutos e os outros dados temporais foram plotados em função dele. Os dados utilizados foram de navios saindo do continente carregados, cuja alta incidência de preamares na região do quebra-molas já havia sido comprovada anteriormente.

A partir da análise do gráfico, observa-se que as passagens pelo trecho de batimetria crítica duram em torno de 200 min (pouco mais que três horas). O gráfico contendo os dados dos navios encontra-se na **Figura 5** a seguir. As profundidades estão referidas à profundidade mínima referida na folha de bordo de 2017 (Parecer Técnico Praticagem nº09/2017), igual a 9,80 metros.

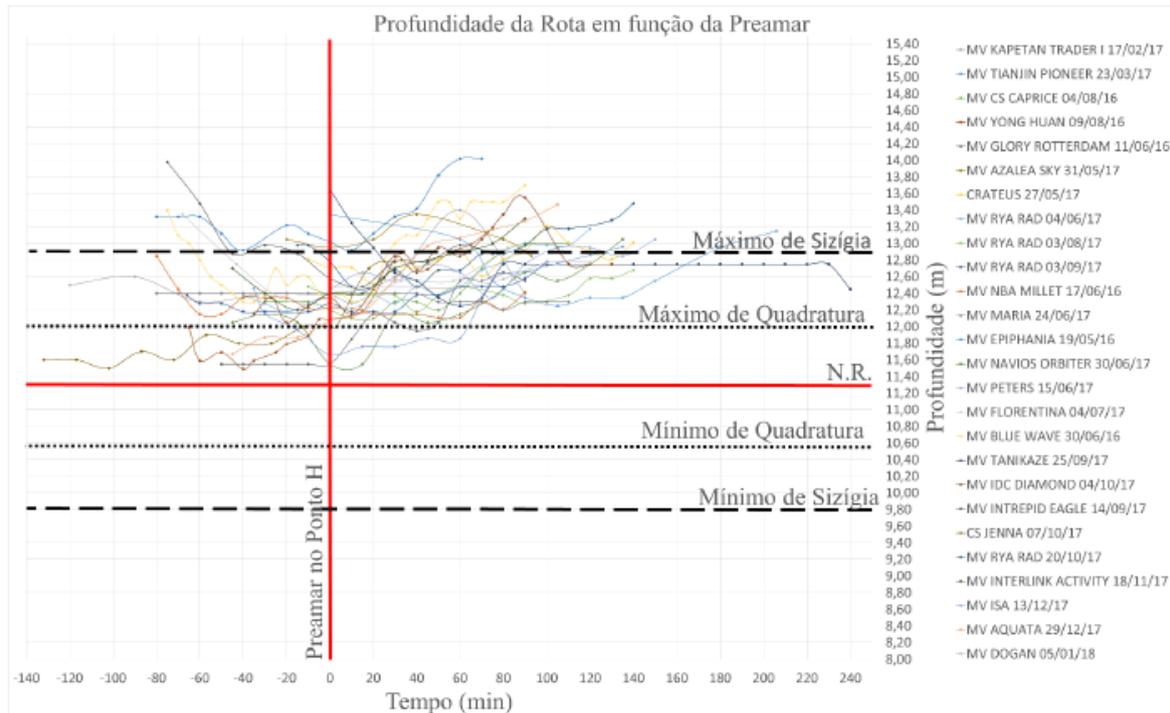
As linhas tracejadas e pontilhadas representam a variação de maré nos extremos das baixamares e preamares (de sizígia e quadratura). Segundo os cálculos realizados para todo o espaço temporal do estudo (maio de 2016 a janeiro de 2018), a maior baixa-mar de quadratura está aproximadamente em 0,74 metros de altura de maré em relação a menor baixa-mar de sizígia. As mesmas diferenças foram calculadas para a maior preamar de sizígia e para a menor preamar de quadratura sendo respectivamente 3,09 metros e 2,22 metros. Ademais, observa-se que todos os navios passam acima do nível médio da maré de 11,3 metros.

Para analisar de forma mais detalhada a influência do posicionamento da preamar foi realizada a comparação de navios com rotas e alturas de marés parecidas, mas a preamar relativa ao ponto H ocorreu em pontos distintos ao longo da travessia. O objetivo dessa análise foi definir qual seria a melhor maneira de aproveitar a maré de forma a obter a maior profundidade durante todo o trecho, através da comparação entre as profundidades mínimas encontradas nos trechos percorridos. Para isso, foram selecionadas várias passagens em diferentes situações de marés (sizíguas e quadraturas).

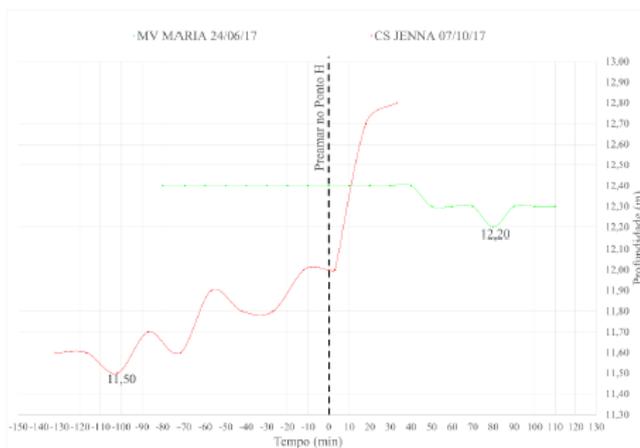
Na **Figura 6** é mostrado um exemplo dessa análise, onde se observa que a profundidade mínima durante a passagem do navio MV MARIA (que posicionou a preamar mais próxima ao lado Oeste do Agrião), foi superior à profundidade mínima do navio CS JENNA que atravessou com a preamar no meio do trajeto.

Na **Figura 7** é mostrado um outro exemplo dessa análise, onde se observa que a profundidade mínima durante a passagem do navio MV PETERS (que posicionou a preamar mais próxima ao lado Oeste do Agrião), foi superior à profundidade mínima do navio MV YONG HUAN que atravessou com a preamar no meio do trajeto.

Todas as passagens analisadas (mesmo para diferentes alturas de maré) mantiveram o mesmo padrão, de apresentar menores profundidades mínimas quando a preamar se localiza no início (lado oeste) do Agrião.



**Figura 5.** Análises no tempo (referidos as preamars) das profundidades ao longo das passagens. As profundidades estão referidas à profundidade mínima referida na folha de bordo de 2017 (Parecer Técnico Praticagem nº09/2017), igual a 9,80 metros. As linhas tracejadas e pontilhadas representam a variação de maré nos extremos das baixa-mares e preamars (de sизіgia e quadratura).



**Figura 6.** Exemplo de análise das profundidades ao longo das passagens (navios MV MARIA e CS JENNA) durante maré de sизіgia.



**Figura 7.** Exemplo de análise das profundidades ao longo das passagens (navios MV PETERS e MV YONG HUAN) durante maré de quadratura.

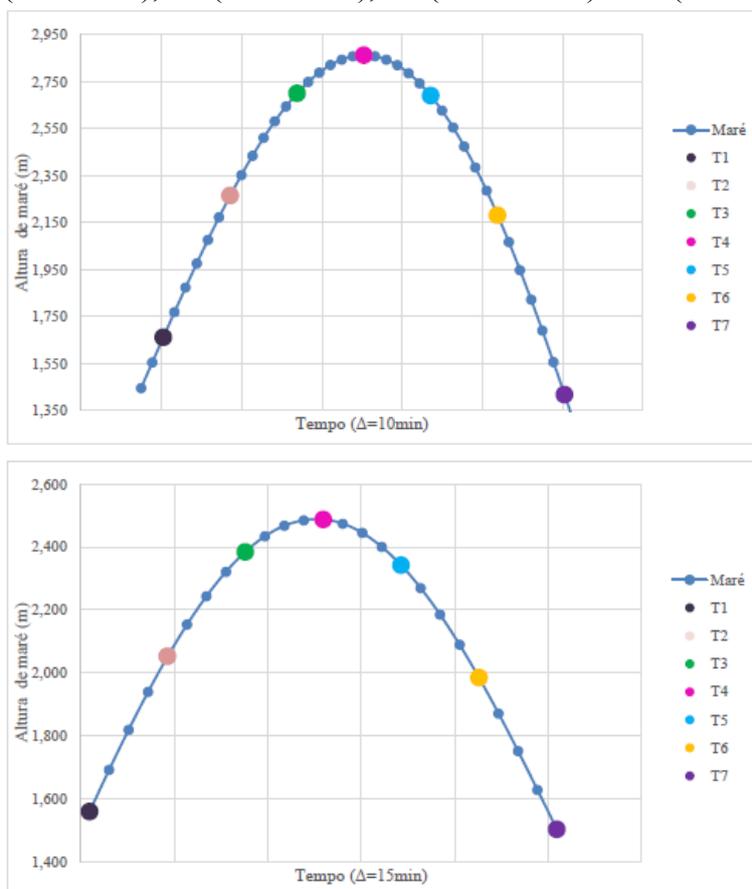
### TERCEIRA ANÁLISE

Para essa análise foram selecionadas duas passagens, uma com ocorrência de preamar de sизіgia e outra de quadratura. O intuito dessa análise é detalhar e confirmar as diferenças de profundidades mínimas observadas durante as passagens variando o início da mesma (segunda

análise do presente estudo) no espaço de tempo ao redor da preamar. Com isso, o estudo visa avaliar a situação de maré, enchente ou vazante, que afere as melhores condições de profundidade na região crítica do quebra-molas.

Tendo isso em vista, para cada caso, foi calculada a função representativa da maré em relação ao ponto H, com auxílio do Microsoft Excel, a fim de plotar sete pontos com delta de uma hora entre eles. Por fim, foi plotado um último gráfico com o propósito de representar diferentes situações de passagem dos navios. Basicamente, a diferença entre elas está no tempo de entrada do navio na região de batimetria crítica, partindo do primeiro tempo, cada um entrou uma hora após o anterior.

Os navios selecionados para esta análise foram o MV PETERS e MV MARIA, que realizaram a passagem no dia 15 de junho de 2017 e entre os dias 24 e 25 de junho de 2017, respectivamente. Na **Figura 8**, é possível observar as alturas de maré para o Ponto H em função do tempo ao longo da travessia, e em destaque estão os sete pontos selecionados pela análise. O primeiro ponto selecionado foi o da preamar (T4), depois foram criados os pontos T1 (T4-3 horas), T2 (T4-2 horas), T3 (T4-1 hora), T5 (T4+1 hora), T6 (T4+2 horas) e T7 (T4+3 horas).



**Figura 8.** Maré para a passagem do MV MARIA (à esquerda) e MV PETERS (à direita).

Tendo em vista o gráfico anterior, observa-se que as alturas das marés dos pontos T3 e T5 são similares, porém, no primeiro caso a maré está no período de enchente e no segundo a maré está no período de vazante, o mesmo ocorre para os pontos T2 e T6 e T1 e T7. Com a definição destes sete tempos diferentes de entrada na região do agrião, foi dado prosseguimento à análise.

Além disso, foram plotadas as profundidades que seriam encontradas pelos navios no decorrer da passagem pela região crítica, para cada tempo de entrada selecionado anteriormente. É importante ressaltar que o eixo x representa o intervalo de tempo das leituras de profundidades feitas pelo navio, no caso, 15 minutos (MV PETERS) e 10 minutos (MV MARIA).

A profundidade local em um determinado instante foi determinada pela diferença entre as profundidades calculadas na passagem do navio (UKC + Calado) e a maré calculada nesse mesmo instante, conforme indicado a seguir:

$$\text{Profundidade local (t)} = \text{Profundidade Navio(t)} - \text{Maré (t)}$$

Onde:

t = tempo relacionado à posição do navio (minutos).

De forma a quantificar esse ganho em valores monetários, foi realizada uma última análise. Os navios possuem extensas dimensões. Segundo o site da Baltic Shipping Services, tais embarcações possuem aproximadamente 225 metros de comprimento e 32 metros de largura. Totalizando uma área de 7.200m<sup>2</sup> em contato com a superfície da água do mar (considerando que as medidas foram aproximadas para efeitos de cálculo de engenharia). Tendo em vista que a densidade da água salgada é de 1,025kg/m<sup>3</sup>:  $7.200 \text{ m}^2 \times 1,025 \text{ tm}^3 = 7.380 \text{ tm}$

Com isso, através do cálculo realizado com as medidas do navio acima citado, sabe-se que para ganhar 1,0m de calado deve-se carregar o navio com 7.380 toneladas de carga. Considerando o acréscimo de centímetros possibilitado pela análise das preamars anteriormente, seria possível carregar mais carga durante uma única viagem.

Com o intuito de quantificar o ganho em termos monetários, foi utilizado um simulador de custo de transporte hidroviário do site da Empresa de Planejamento e Logística S.A. (EPL). Adotou-se como premissa para o cálculo o transporte de granel sólido agrícola, com navegação de 6.000 quilômetros (simulando a distância para transporte até a Europa), por uma hidrovía com média restrição operacional.

Portanto, foi realizada conversão de calado em carga e de carga em dinheiro e os resultados obtidos encontram-se na tabela a seguir.

Tendo em vista os resultados explicitados na tabela anterior, pode-se observar que a diferença de calado pode chegar a 135 cm ou, em dinheiro, R\$ 1.855.683,64, na quadratura e de 265 cm ou, em dinheiro, R\$ 3.656.926,33. É importante ressaltar que a diferença entre as passagens T2, T3 ou T4 e T7, que geraram tal diferença, foi de 3 horas, que é aproximadamente o tempo de travessia.

Foi observado que, tanto na maré de sizígia quanto na maré de quadratura o melhor instante da preamar localiza-se à Oeste do Agrião e as situações mais favoráveis de passagens seriam com os navios entrando durante a maré de enchente (entre 1 e 2 horas antes da preamar no ponto H).

| Caso | Profundidade Mínima | Diferença para a maior Profundidade |                        |                           |
|------|---------------------|-------------------------------------|------------------------|---------------------------|
|      |                     | Calado                              | Representação em carga | Representação em dinheiro |
|      | (m)                 | (cm)                                | (ton)                  | (reais)                   |
| T1   | 11,70               | -53                                 | 3978,68                | R\$ 735.776,74            |
| T2   | 12,24               | 0                                   | 0,00                   | R\$ 0,00                  |
| T3   | 11,81               | -43                                 | 3212,50                | R\$ 594.088,00            |
| T4   | 11,02               | -122                                | 9105,07                | R\$ 1.683.801,37          |
| T5   | 10,20               | -204                                | 15211,82               | R\$ 2.813.121,92          |
| T6   | 9,68                | -255                                | 19045,68               | R\$ 3.522.117,76          |
| T7   | 9,58                | -265                                | 19774,65               | R\$ 3.656.926,33          |

| Caso | Profundidade Mínima | Diferença para a maior Profundidade |                        |                           |
|------|---------------------|-------------------------------------|------------------------|---------------------------|
|      |                     | Calado                              | Representação em carga | Representação em dinheiro |
|      | (m)                 | (cm)                                | (ton)                  | (reais)                   |
| T1   | 11,52               | -82                                 | 6119,49                | R\$ 1.131.677,73          |
| T2   | 12,01               | -33                                 | 2485,29                | R\$ 459.604,98            |
| T3   | 12,35               | 0                                   | 0,00                   | R\$ 0,00                  |
| T4   | 12,35               | 0                                   | 0,00                   | R\$ 0,00                  |
| T5   | 11,95               | -39                                 | 2945,25                | R\$ 544.665,76            |
| T6   | 11,45               | -89                                 | 6602,81                | R\$ 1.221.056,81          |
| T7   | 10,99               | -135                                | 10034,52               | R\$ 1.855.683,64          |

Figura 9. Simulação de custos para MVMARIA (à esquerda) e MV PETERS (à direita).

## CONCLUSÕES

Conclui-se que os navios que saem do porto “CARREGADOS” e com elevados calados atravessam o trecho do "Agrião" através do trecho de menor extensão. Além disso, a partir de um corte transversal e longitudinal da região de passagem dos navios, constatou-se a presença de um local com batimetria ainda mais crítica, no extremo Oeste da zona do Agrião.

Considerando o fato acima citado, foi constatado para os navios que estavam saindo “CARREGADOS” que a maioria deles apresentava a preamar posicionada logo na entrada do Agrião (lado oeste), ou seja, as embarcações experimentavam a maior altura de maré justamente durante a passagem pela região com profundidades mais rasas.

Foi observado que, tanto na maré de sizígia quanto na maré de quadratura o melhor instante da preamar localiza-se à Oeste do Agrião e as situações mais favoráveis de passagens seriam com os navios entrando durante a maré de enchente (entre 1 e 2 horas antes da preamar no ponto H).

Além disso, para as situações mais favoráveis foram realizados cálculos para quantificar o ganho de calado, tonelagem e dinheiro.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem as empresas Cargill Agrícola S/A e Companhia de Navegação Norsul, pelo fornecimento dos dados coletados durante as passagens que ocorreram no espaço temporal de maio de 2016 a janeiro de 2018.

## REFERÊNCIAS

**CONSELHO TÉCNICO ZP-01**, 2017. Consulta de Calado – Barra Norte. Parecer Técnico nº09, Belém, Brasil.

**IMEA. Instituto Matogrossense de Economia Agropecuária. Entendendo o Mercado da Soja. Cuiabá: IMEA**, 2016. Disponível em [http: <www.imea.com.br](http://www.imea.com.br). Acesso em 20 de dezembro de 2016>. Acesso em: 13 mar, 2018.

**GALLO, M.N. e VINZON, S.B.**, 2005. Generation of overtides and compound tides in Amazon estuary. *Ocean Dynamics*, v. 55 (5-6), pp. 441-448.

**MARINHA DO BRASIL, (MB)**, 2015. Normas e Procedimentos da Capitania Fluvial de Santarém (NPCF-CFS), Santarém, Brasil.

**MARINHA DO BRASIL, (MB)**, 2018. <https://www.marinha.mil.br/chm/tabuas-de-mare>. Arquivo extraído em 2018.

**SOCIEDADE NACIONAL DE AGRICULTURA (SNA)**, 2018. Arco Norte se consolida no escoamento de grãos. Pará é aposta para próximos anos. Disponível em: <http://sna.agr.br/arco-norte-se-consolida-no-escoamento-de-graos-para-e-aposta-para-proximos-anos/> Acesso em: 29 jan. 2018.

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

**O EFEITO DA SUBMERGÊNCIA NA EFICIÊNCIA DE QUEBRA-MARES  
FLUTUANTES DE GARRAFAS PLÁSTICA**

***Tiago Zenker Gireli, Luana Kann Kelch Vieira e Rafael de Melo Gaudêncio Pedrosa***

*FEC-UNICAMP – Professor Doutor da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, Brasil, zenker@fec.unicamp.br*

*FEC-UNICAMP – Doutora pela Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, Brasil, luanakelch@gmail.com*

*FEC-UNICAMP – Aluno de graduação da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, Brasil, rafael.melo1995@gmail.com*

**RESUMEN:** O quebra-mar flutuante de garrafas plásticas proposto por Kelch Vieira e Gireli (2012) e aprimorado por Gireli et al. (2014) demonstrou, a partir de ensaios em laboratório, grande potencial como alternativa ambientalmente amigável para a proteção contra erosão por efeito das ondas, de praias e margens de lagos, visto que é constituído majoritariamente de garrafas plásticas reutilizadas, que seriam descartadas no meio ambiente e levariam até uma centena de anos para serem biodegradadas. Neste artigo, discute-se, a partir da modelagem física, o efeito da variação da submersão (calado) na eficiência deste tipo de quebra-mar na redução da altura das ondas que nele incidem. O modelo, cujas dimensões eram de 1,5x1,0x0,5m foi ensaiado no canal de ondas do LHEPUSP, com lamina d'água de 1m de profundidade, ondas regulares combinando períodos de 1,1; 1,3; 1,5; 1,7 e 2,1s, e alturas de onda de 40, 80, 120, 160 e 200mm para submersões variando entre 50 e 110%. Como resultados, para submersões até 100%, foram encontradas taxas de transmissão de onda desde muito próximas de zero, para relações  $\lambda/L$  baixas, até cerca de 45% para relações  $\lambda/L$  da ordem de 1,25, enquanto que, para a submersão de 110% a taxa de transmissão de ondas se manteve praticamente independente da relação  $\lambda/L$ , enquanto a submersão a afetou em mais de 40%, tornando-se o parâmetro mais relevante para o dimensionamento de quebra-mares flutuantes submersos.

**ABSTRACT:** The floating breakwater made of plastic bottles, proposed by Kelch Vieira and Gireli (2012) and refined by Gireli et al. (2014) demonstrated to have the potential to become an environmental-friendly alternative for protection of coasts and lake banks from erosion caused by wind wave, since it is made up mostly of reused plastic bottles, which would be discarded in the environment and would take up to a hundred years to be biodegraded. In this paper, the effect of the breakwater submergence (draft) on the wave height transmission is discussed from a physical model approach. The 1.5x1.0x0.5m model was tested in LHEPUSP wave flume, with a water depth of 1m, regular waves combining periods of 1.1; 1.3; 1.5; 1.7 and 2.1s, and wave heights of 40, 80, 120, 160 and 200mm for submergences varying between 50 and 110%. As a result, for submergences up to 100%, the wave transmission rate ranges from values close to zero to, for low values of  $\lambda/L$  ratio, until about 45%, for  $\lambda/L$  of 1.25, whereas, for the submergence of 110%, the wave transmission rate remained practically independent of the  $\lambda/L$  ratio, while the submergence affected the wave transmission in more than 40%, becoming the most relevant parameter for the design of floating breakwaters when working totally submerged.

**PALABRAS CLAVES:** quebra-mar flutuante; quebra-mar submerso; modelagem física.

## INTRODUÇÃO

As mudanças climáticas e a ação antrópica estão entre as principais causas das erosões costeiras que vem ocorrendo em numerosas praias ao redor do planeta. Dentre as obras de proteção costeira que podem ser empregadas na solução deste problema, destacam-se os quebra-mares, que são estruturas dispostas paralelamente à costa e tem como função barrar parte da energia das ondas, reduzindo sua capacidade erosiva e protegendo assim as praias.

Outras aplicações possíveis para quebra-mares estão relacionadas à proteção de margens de lagos e reservatórios que, por suas dimensões, também estão sujeitos à erosão por ação de ondas geradas pelo vento e devido à passagem de embarcações próximas às margens. Esta erosão, além de reduzir a extensão de matas ciliares e danificar equipamentos urbanos que se encontram ao redor dos lagos, acelera o processo de assoreamento destes corpos hídricos, afetando a navegação e reduzindo o volume útil de reservatórios destinados a geração de energia hidroelétrica.

Os quebra-mares são comumente confeccionados de blocos naturais ou artificiais dispostos em talude de forma que ele ocupa toda a coluna d'água e se ergue metros acima da superfície livre para evitar seu galgamento pelas ondas de gravidade. Esta concepção, apesar de ser de custo relativamente baixo e eficiência elevada, geralmente vem associada a um grande impacto ambiental resultante da extração dos blocos de enrocamento, que são necessários em enorme quantidade para a construção do quebra-mar.

Como alternativa, podem ser empregados os chamados quebra-mares não convencionais, dentre os quais destaca-se o quebra-mar flutuante que, dentre outras vantagens, permite a construção em doca seca, interfere menos com o transporte costeiro por não ocupar toda a coluna líquida, além de permitir o emprego de materiais não convencionais.

Kelch Vieira e Gireli (2012) apresentaram uma proposta de quebra-mar flutuante constituído de garrafas plásticas reutilizadas que apresentava, como principais vantagens: um baixo custo, por empregar garrafas descartadas; um bom potencial de redução da energia das ondas, avaliado em testes em modelo reduzido, além do fato de ser ambientalmente amigável por estar retirando da natureza milhares de garrafas PET que levariam até uma centena de anos para serem biodegradadas.

Gireli et al. (2014), trouxeram um aprimoramento do conceito apresentado por Kelch Vieira e Gireli (2012) avaliando, a partir da modelagem física, o emprego de tela de gabião recoberta de PVC como elemento de unitização das garrafas plásticas, bem como a relação entre a eficiência na redução da altura de onda e a relação entre o comprimento da onda e o comprimento da obra.

Estes estudos demonstraram o potencial do quebra-mar de garrafas plásticas na redução da altura de ondas. Entretanto, para que seja possível desenvolver uma metodologia que permita o dimensionamento desta solução em escala de protótipo, passa a ser relevante avaliar a influência de parâmetros como a esbeltez da onda, a profundidade de instalação e a submergência da obra no desempenho da estrutura.

Assim, este trabalho tem por objetivo, avaliar, a partir da modelagem física, o efeito da variação da submergência na eficiência do quebra-mar de garrafas plásticas na redução da altura das ondas que nele incidem.

## MATERIAIS E MÉTODOS

Para a realização dos ensaios foram empregados três módulos de gabião caixa de arame de aço doce recozido, de malha hexagonal de dupla torção, recoberto com uma camada de composto termoplástico à base de PVC com dimensões nominais de 1,5x1,0x0,5m preenchidos com de 2496 garrafas PET de 500 ml e 600 ml . Os três módulos foram unidos longitudinalmente formando um quebra-mar de 4,6x1,0x0,5m, conforme proposto por Gireli et al. (2014). Na Figura 1 é apresentada uma imagem do quebra-mar de garrafas plásticas empregado neste estudo.

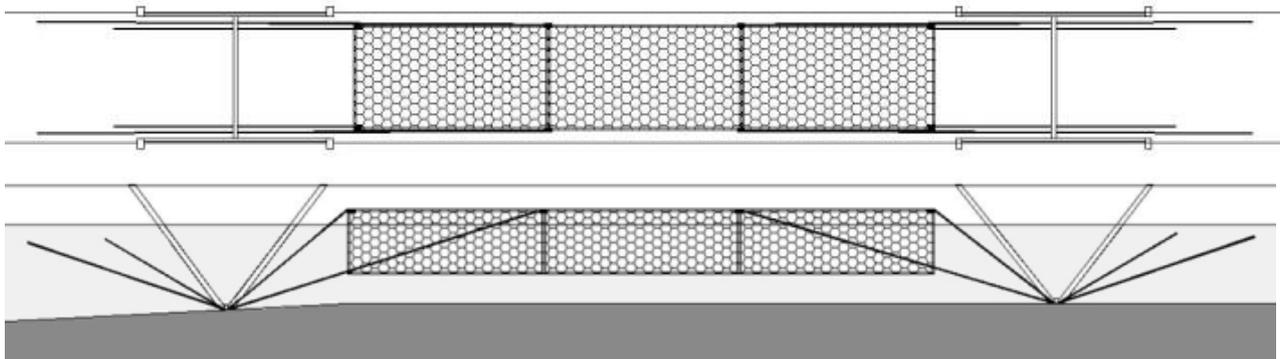


**Figura 1.-** Quebra-mar de garrafas plásticas empregado no estudo

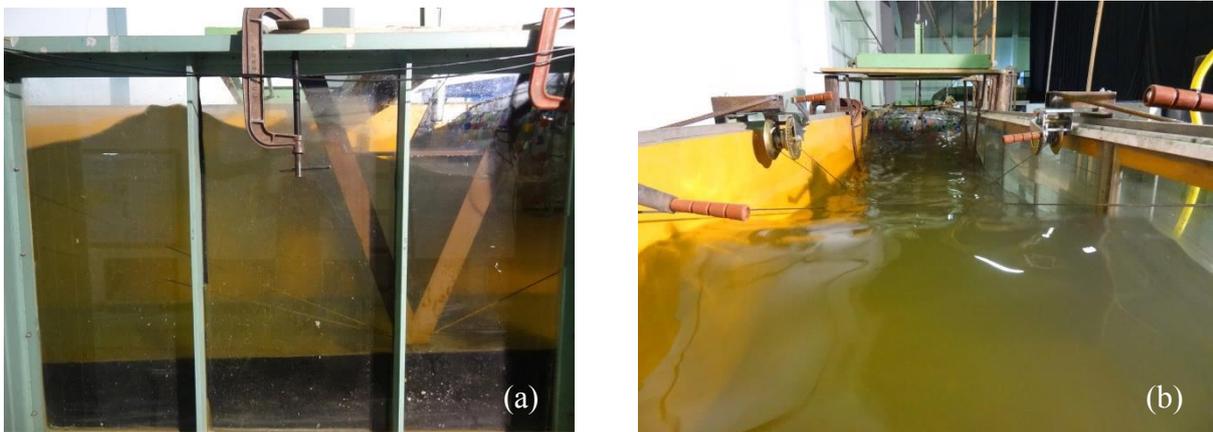
Os ensaios foram realizados no canal de ondas do Laboratório de Hidráulica da Escola politécnica da Universidade de São Paulo – LHEPUSP que possui 50 m de comprimento, 1,0 m de largura e 1,42m de altura. Além disso, o canal possui 20 m de display de vidro na lateral para visualização dos ensaios e estruturas passivas de absorção de ondas em ambas as extremidades. O sistema de geração de ondas é tipo pistão, com excursão máxima de 1,0 m e capaz de gerar tanto ondas regulares quanto randômicas baseadas em espectros de energia da agitação (GIRELI, 2008).

Para a análise proposta, foram ensaiadas ondas regulares combinando períodos de 1,1; 1,3; 1,5; 1,7 e 2,1 s, e alturas de onda de 40, 80, 120, 160 e 200 mm. As ondas foram calibradas antes da inserção do quebra-mar no modelo para uma profundidade de lâmina d'água de 1,0 m.

Para possibilitar a variação da submergência (calado), a estrutura foi ancorada em oito pontos (Figura 2), tracionados a partir de um sistema de roldanas e guinchos (Figura 3). A partir deste sistema, foram ensaiadas submergências correspondentes a 50, 70, 100 e 110% da altura do quebra-mar.



**Figura 2.-** Planta e corte esquemático do sistema de ancoragem do quebra-mar de garrafas plásticas ensaiado

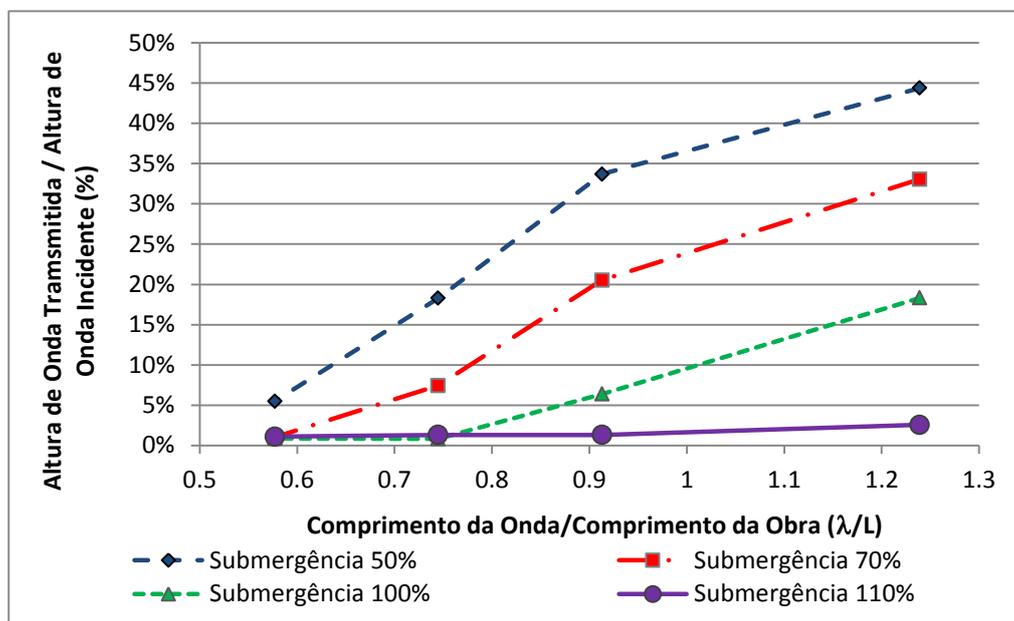


**Figura 3.-** Detalhe do esquema de roldanas (a) e guinchos (b) da ancoragem do modelo da estrutura

Os ensaios foram compilados e analisados graficamente separando, em uma primeira análise, para cada altura de onda, a taxa de transmissão em relação ao parâmetro  $\lambda/L$ , para cada submersão ensaiada e, em uma segunda análise, para cada submersão, a taxa de transmissão das diferentes alturas de onda em relação ao parâmetro  $\lambda/L$ .

## RESULTADOS E DISCUSSÃO

Nas Figuras 3 a 7 são apresentadas a razão entre a altura de onda transmitida e incidente e a relação entre o comprimento da onda e o comprimento da obra ( $\lambda/L$ ) para as diferentes submersões do quebra-mar de garrafas plásticas ensaiado com as alturas de onda de 200mm, 160mm, 120mm, 80mm e 40mm, respectivamente.



**Figura 3.-** Taxa de transmissão de altura de onda em função da relação Comprimento de Onda / Comprimento da Obra para diferentes submersões – H = 200mm

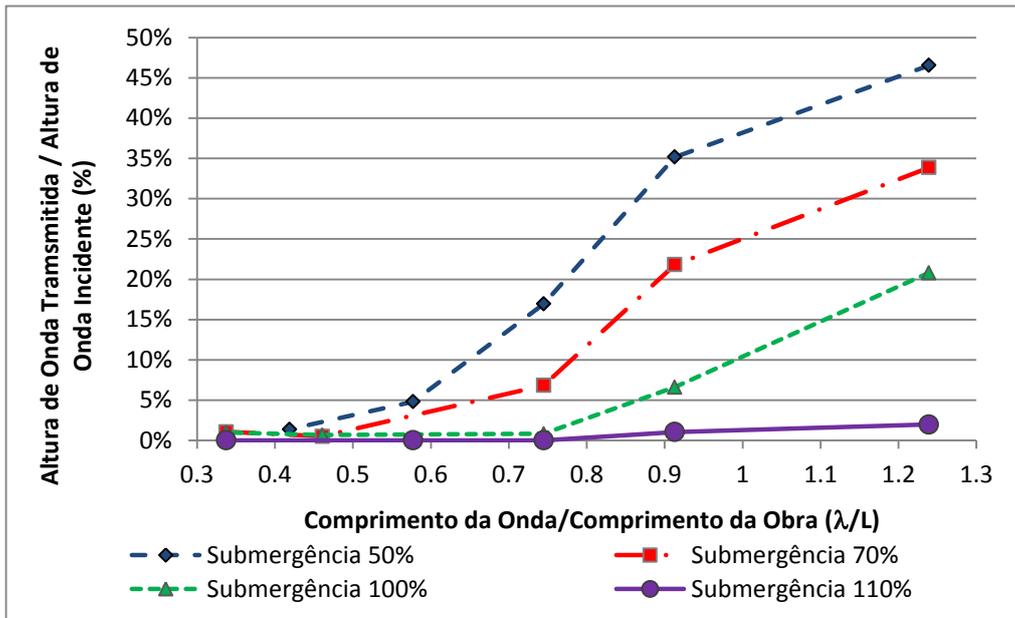


Figura 4.- Taxa de transmissão de altura de onda em função da relação Comprimento de Onda / Comprimento da Obra para diferentes submergências –  $H = 160\text{mm}$

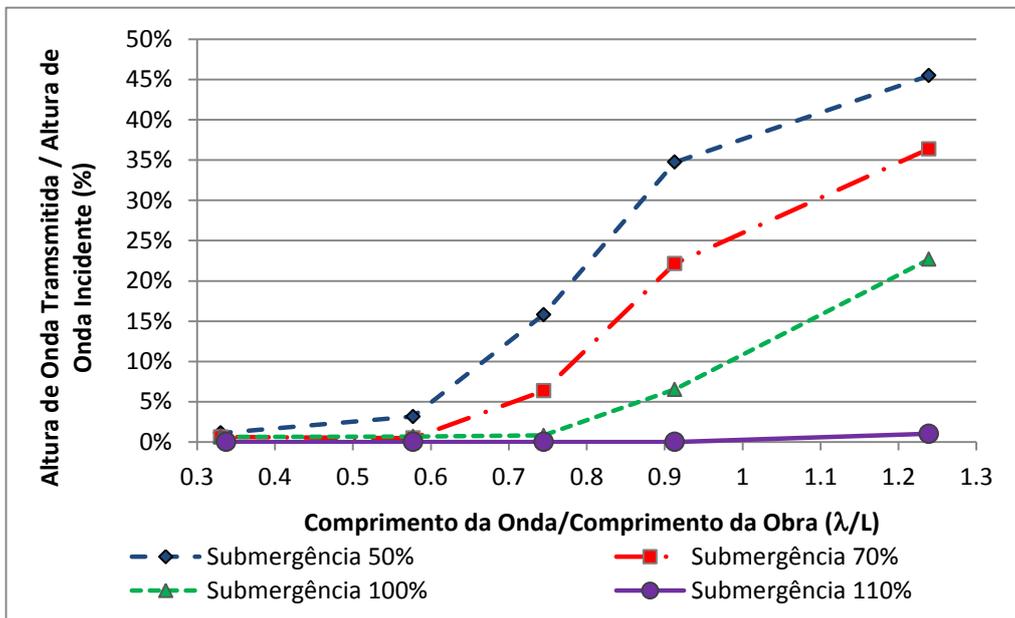
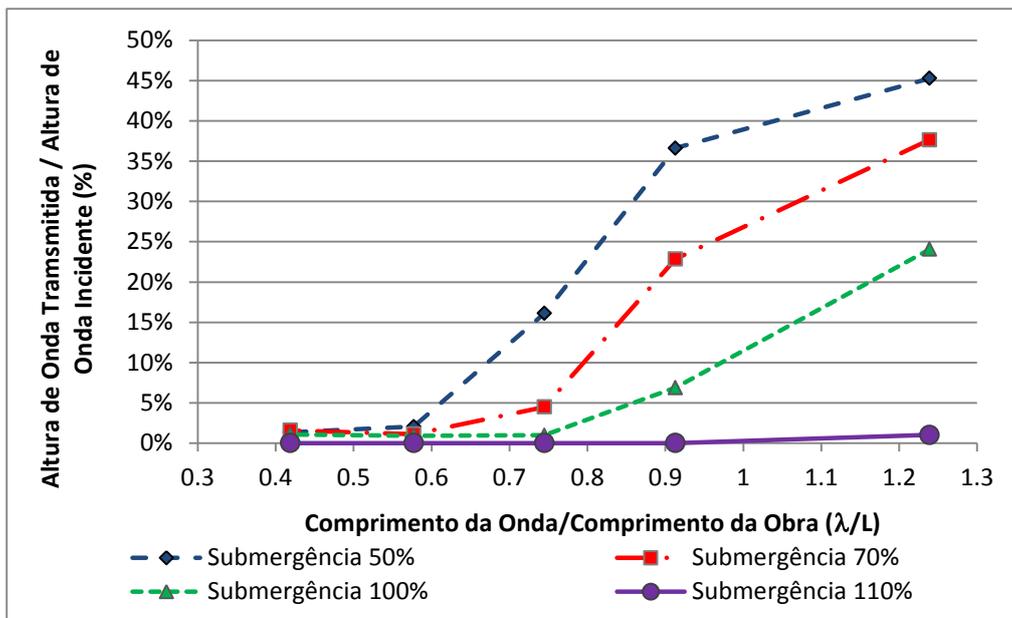
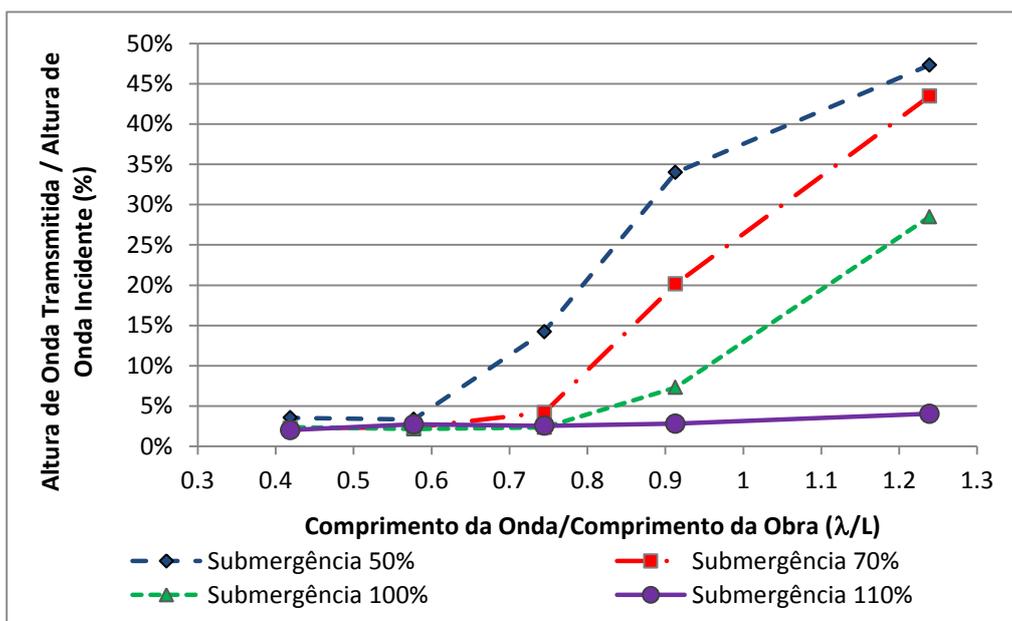


Figura 5.- Taxa de transmissão de altura de onda em função da relação Comprimento de Onda / Comprimento da Obra para diferentes submergências –  $H = 120\text{mm}$



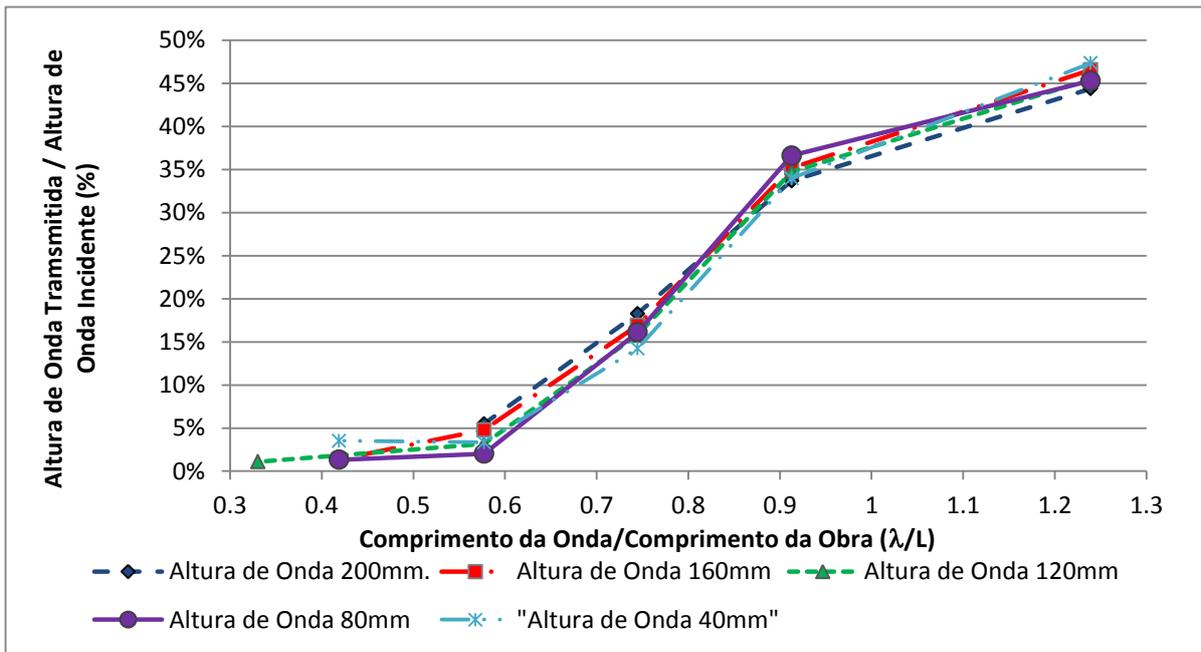
**Figura 6.-** Taxa de transmissão de altura de onda em função da relação Comprimento de Onda / Comprimento da Obra para diferentes submergências – H = 80mm



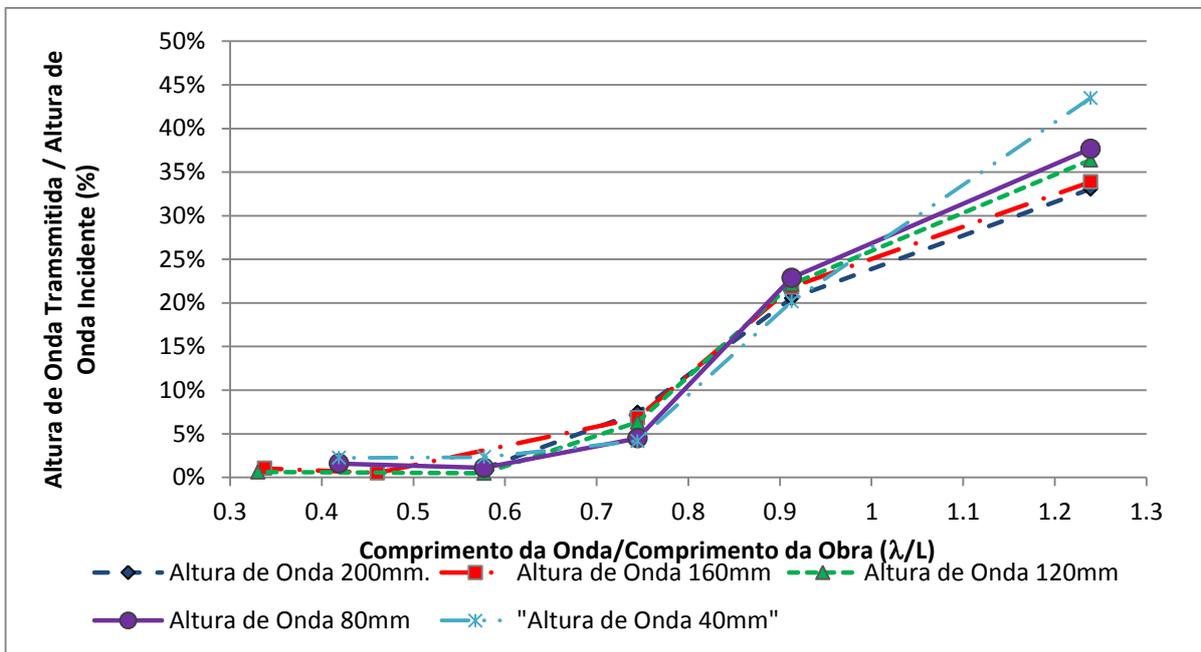
**Figura 7.-** Taxa de transmissão de altura de onda em função da relação Comprimento de Onda / Comprimento da Obra para diferentes submergências – H = 40mm

Da análise das Figuras 3 a 7 é possível verificar que para as condições ensaiadas, a taxa de transmissão da onda variou entre valores muito próximos de zero, para relações  $\lambda/L$  baixas, até cerca de 45% para relações  $\lambda/L$  da ordem de 1,25.

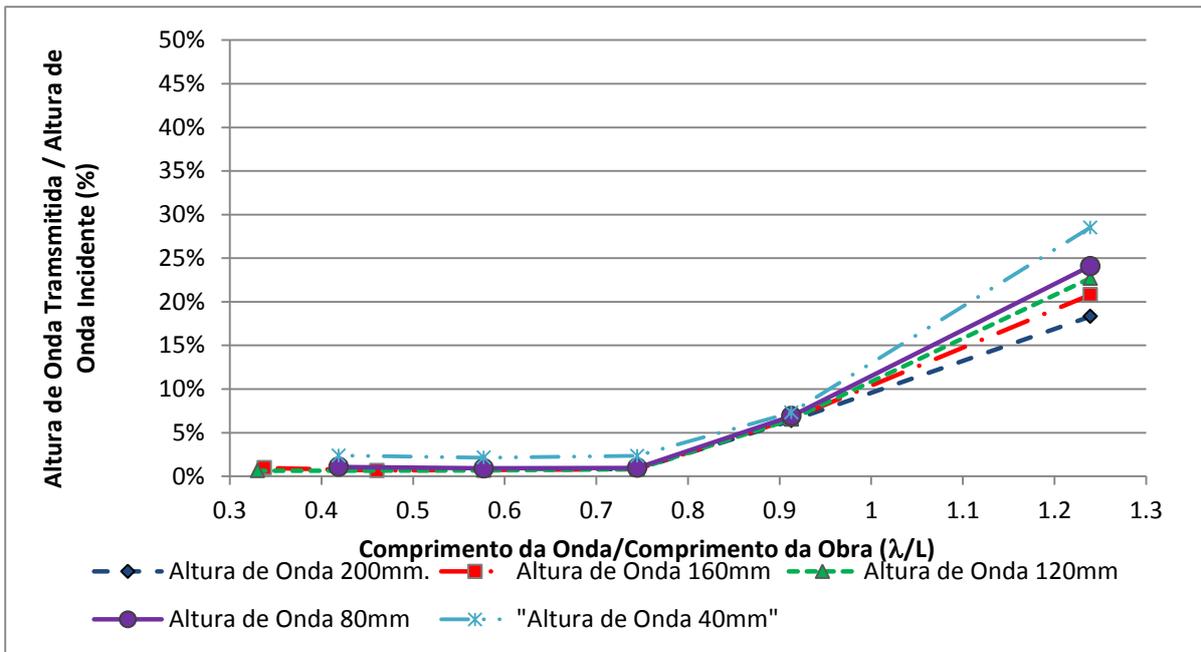
Nas Figuras 8 a 11 são apresentadas, para cada submergência, a taxa de transmissão das diferentes alturas de onda ensaiadas, em relação ao parâmetro  $\lambda/L$ .



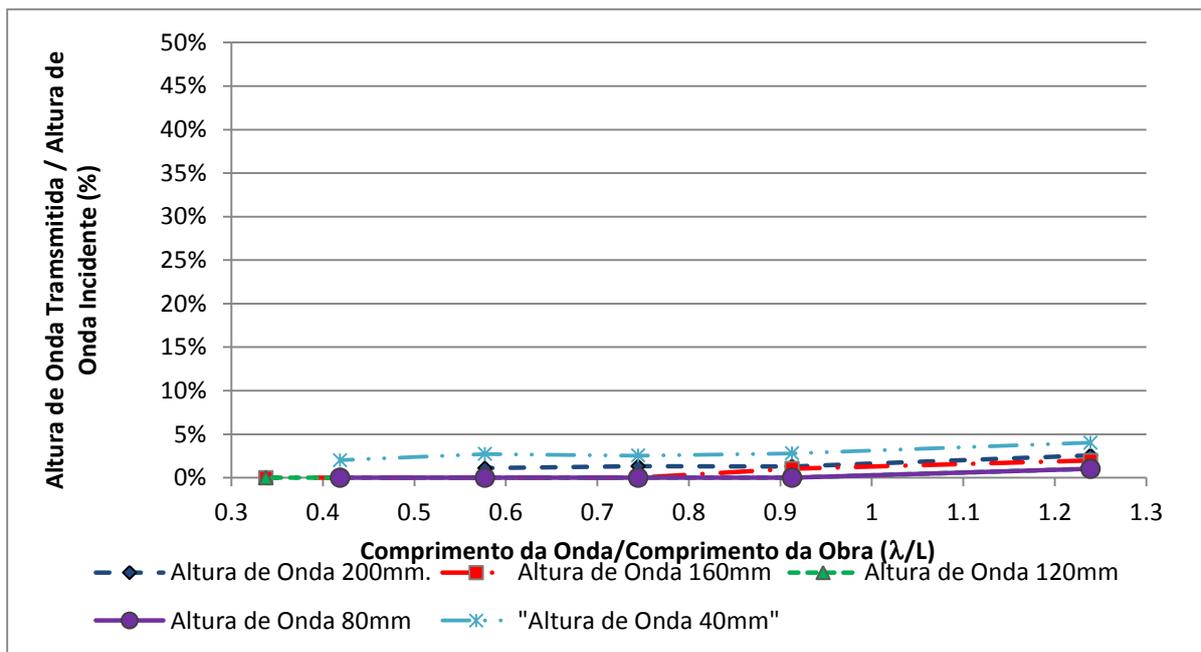
**Figura 8.-** Taxa de transmissão de altura de onda em função da relação Comprimento de Onda / Comprimento da Obra para diferentes alturas de onda – submersão 50%



**Figura 9.-** Taxa de transmissão de altura de onda em função da relação Comprimento de Onda / Comprimento da Obra para diferentes alturas de onda – submersão 70%



**Figura 10.-** Taxa de transmissão de altura de onda em função da relação Comprimento de Onda / Comprimento da Obra para diferentes alturas de onda – submergência 100%



**Figura 12.-** Taxa de transmissão de altura de onda em função da relação Comprimento de Onda / Comprimento da Obra para diferentes alturas de onda – submergência 110%

Analisando-se as curvas das diferentes submergências, nota-se claramente que, independentemente da altura da onda e, portanto de sua esbeltez, para as submergências iguais ou inferiores a 100% a taxa de transmissão de onda se comportou de maneira diretamente proporcional à relação  $\lambda/L$ . Este resultado está de acordo com os obtidos por Harms et al. (1982), Meadows e Woods (2003), Fousert (2006) e Gireli et al. (2014).

Por outro lado, o ensaio realizado com submergência de 110% não seguiu a mesma tendência dos demais, mantendo a taxa de transmissão de onda baixa e praticamente constante, mesmo com a relação  $\lambda/L$  variando de valores inferiores a 0,6 até superiores a 1,2.

Já ao analisar-se o efeito da submergência sobre a taxa de transmissão de ondas com mesma relação  $\lambda/L$ , percebe-se que estas se relacionam de maneira inversamente proporcional, tendo maior influência sobre a altura de onda transmitida quanto maior a relação  $\lambda/L$ .

Assim, para relações  $\lambda/L$  próximas a 0,6, a variação da submergência produziu variações na taxa de transmissão de cerca de 5%, enquanto que para relações  $\lambda/L$  de 1,2, a mudança da submergência afetou a taxa de transmissão em mais de 40%.

Fousert (2006) cita a submergência como um dos parâmetros mais relevantes na eficiência de quebra-mares flutuantes, já Webb (2014) conclui dos testes realizados com o quebra-mar flutuante batizado de BioHaven® Floating Breakwater da empresa Martin Ecosystems, que sua eficiência é maior quando este se encontra submerso, com uma coluna d'água maior abaixo do que acima da estrutura. Entretanto, ambos os autores desprezaram a melhora no desempenho do quebra-mar por efeito da submergência como um benefício secundário, sendo unânimes em afirmar que o principal parâmetro para o dimensionamento deste tipo de obra é a relação entre o comprimento da onda e o comprimento da obra.

No entanto, os ensaios aqui apresentados demonstram que, para o quebra-mar de garrafas plásticas, a submergência pode ser tão efetiva na redução da taxa de transmissão de onda quanto à relação  $\lambda/L$ .

## CONCLUSÃO

Brebner e Ofuya (1968) verificaram que a atenuação da energia, e conseqüentemente da altura de uma onda pela passagem por um quebra-mar flutuante possui três componentes: a reflexão, a interferência e a dissipação. A reflexão está relacionada à obstrução à passagem da onda pela presença da estrutura, já interferência, se relaciona com difração da onda que ocorrerá na zona de sombra produzida pela obra. Por fim, a dissipação pode ocorrer devido ao atrito e à turbulência decorrente da passagem da onda pelos vazios ou poros da estrutura e pela arrebentação da onda sobre a estrutura, o que depende da submergência ou calado da obra.

Os resultados obtidos nos ensaios realizados com o quebra-mar de garrafas plásticas submerso 110% demonstraram que a arrebentação da onda sobre a estrutura é capaz de aumentar de maneira significativa a eficiência de quebra-mares flutuante, mesmo para relações  $\lambda/L$  superiores à unidade.

Estes resultados contradizem os obtidos por Fousert (2006), Mangor (2008) e Ruol (2013), que condicionam a aplicação de quebra-mares flutuantes a ambientes confinados, com ondas de curto comprimento, pois relacionam a eficiência deste tipo de estrutura a ela possuir uma dimensão superior ao comprimento da onda. Além disso, o estudo permitiu demonstrar que a correta consideração a respeito da submergência de trabalho de quebra-mares flutuantes pode ser tão ou mais importante em seu dimensionamento quanto à relação  $\lambda/L$ , principalmente quando este trabalhar totalmente submerso.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Escola Politécnica da USP e à Fundação Centro Tecnológica de Hidráulica pela permissão para utilizar as instalações do canal de ondas, fator primordial no desenvolvimento deste trabalho e ao CNPQ pela bolsa de iniciação científica concedida ao aluno Rafael Pedroso para participação na compilação dos resultados desta pesquisa.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Brebner, A. e Ofuya A. O.** (1968). “Floating Breakwaters”. *Proceedings of 11th Conference on Coastal Engineering*, London, United Kingdom.
- Fousert, M.W.** (2006). “Floating breakwaters A Theoretical study of a dynamic wave attenuating system”. Delft University, Holanda.
- Gireli, T.Z. and Alfredini, P.** (2006). “Developing of a random wave generation system for the wave flume of the Laboratório de Hidráulica da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo”. *Proceedings of the IAHR International Symposium on Hydraulic Structures*, Ciudad Guayana, Venezuela.
- Gireli, T. Z., da Silva, B. S. R., Nakamura, E. S. e Kelch Vieira, L. K.** (2014). “Quebra-mar Flutuante Ecológico de Garrafas PET”. *Anais do XXV Congresso Latinoamericano de Hidráulica*, Santiago, Chile.
- Harms, V.W., Westerink, J.J., Sorensen, R.M., e Mctamany, J.E.** (1982). “Wave Transmission and Mooring-Force and Characteristics of Pipe-Tire Floating Breakwaters”. *U.S. Army Corps of Engineers Coastal Engineering Research Center*, Fort Belvoir, VA, EUA.
- Kelch Vieira, L.K. and Gireli, T. Z.** (2012) “Development of a Green Floating Breakwater with Re-use of PET Bottles”. *Journal of Sustainable Development, Canadian Center of Science and Education*, Vol. 5, No. 12, Canada.
- Meadows, G.A; Woods, W. L.** (2003) *Coastal Engineering*. Chen, W.F. and Richard Liew, J.Y. In: *The Civil Engineering Handbook*, Second Edition CRC Press LCC. Inglaterra.
- Webb, B.M.** (2014). “Wave Transmission Testing of the Martin Ecosystems BioHaven® Floating Breakwater”, *Department of Civil Engineering*, University of South Alabama.

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

**ESTUDIO DE LA RESPUESTA DEL PERFIL DE PLAYA AL BALANCE  
ENERGÉTICO DE UN DIQUE SUMERGIDO**

***Castillo Rodríguez Manuel Arturo, Mendoza Edgar y Silva Rodolfo***

*Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, circuito Escolar S/N, Edificio 8, Ciudad  
Universitaria, Del. Coyoacán, México D.F, México. C.P 04510  
mcastillor@iingen.unam.mx, emendozab@ii.unam.mx, rsilvac@ii.unam.mx*

**RESUMEN:**

La costa es una zona importante tanto para los asentamientos humanos como para el desarrollo económico ya que la mayoría de los países tienen costas y muchas de ellas presentan playas de arena. Por ello se considera que las estructuras costeras sumergidas son capaces de proporcionar protección a las playas.

En este trabajo se presentan y analizan datos experimentales sobre los procesos asociados a la interacción oleaje-estructura que derivan en la disipación de energía y evaluar la respuesta de un perfil de playa arenoso en presencia de un dique sumergido para condiciones de tormenta. Para los ensayos realizados se optó por utilizar estructuras de baja cota de coronación, variando tanto la distancia a la línea de costa como la profundidad así como la altura de las estructuras.

**ABSTRACT:**

The coast is an important area for both human settlements and economic development since most countries have coasts and many of them have sandy beaches. Therefore, it is considered that submerged coastal structures are capable of providing protection to beaches.

This paper presents and analyzes experimental data on the processes associated with the wave-structure interaction that lead to energy dissipation and evaluate the response of a sandy beach profile in the presence of a submerged dike for storm conditions. For the tests carried out, it was decided to use low coronation structures, varying both the distance to the coastline and the depth as well as the height of the structures.

**PALABRAS CLAVES:** Morfología; erosión; diques sumergidos

## INTRODUCCIÓN

Las zonas costeras son de gran importancia, ya que albergan gran cantidad población, y de ellas dependen un gran porcentaje de las actividades económicas mundiales. Entre ellas destaca el turismo de playa como uno de los sectores más importantes en el caso de México.

Esta franja debe ser protegida de agentes como la erosión producida por la acción del oleaje. Las causas de la erosión de las playas pueden ser naturales o inducidas por las actividades humanas. La velocidad de erosión en las playas puede variar considerablemente en el espacio y en el tiempo. Carranza-Edwards (2010). La erosión de la costa de forma natural es causada por dos factores: (1) acción de las olas que pone en suspensión el material de la costa y (2) las corrientes litorales asociadas que alejan el sedimento a zonas desde donde ya no puede regresar, en el presente trabajo nos centraremos solamente en las causas naturales que producen las tormentas en corto plazo en playas de arena, ya que en dichos eventos el oleaje tiene un gran contenido energético.

Las olas tienen energía potencial, que es función de su altura y energía cinética que es función de su celeridad, en general cuando las olas se acercan a la playa y llegan a zonas de baja profundidad, la parte inferior de la ola interactúa con el fondo del mar, lo cual hace que la ola pierda velocidad y se peralte. El resultado de esta transformación es que las olas rompen, liberando gran cantidad de energía en forma de turbulencia. Este fenómeno produce abrasión y levantamiento de las partículas sedimentarias del fondo, en un proceso de acción de fuerza tractiva de la ola sobre el fondo de la playa. Ferguson (1999). El material erosionado parcialmente, se mueve en la dirección de la pendiente, acumulándose en las partes más bajas de la playa por debajo del nivel de agua para ser nuevamente erosionada por la ola siguiente. Es por ello que la principal estrategia a que se recurre para proteger playas, es la atenuación de la energía del oleaje.

Uno de los elementos que se han usado en ingeniería de costas para reducir la energía del oleaje y por consiguiente proteger a la playa de una posible erosión, son los diques sumergidos o diques de baja cota de coronación. Normalmente, estos diques se disponen a una cierta profundidad y paralelos a la costa con el objetivo de oponer al oleaje una barrera que reduzca la energía del oleaje por reflexión, fricción y/o rotura. Estos diques se diseñan para que una cierta cantidad de energía penetre entre las defensas a través de los espacios entre ellos o por rebase, en el caso de diques de francobordo reducido (Fr). Desde un punto de vista funcional, la transmisión de energía sobre y a través del dique son condicionantes fundamentales del diseño. Cuando la altura de la coronación es suficiente como para evitar el rebase, se definirá el dique sumergido como no rebasable. Cuando el rebase condiciona la agitación interior o el uso de la coronación, el dique será rebasable. Si la coronación queda en algún momento bajo el nivel del mar, el dique se denomina únicamente sumergido. Vidal (1994). Los procesos físicos que causan la erosión deben identificarse adecuadamente, de lo contrario se pueden tomar decisiones erróneas. Los objetivos de este trabajo son 1) aportar conocimiento respecto de los procesos asociados a la interacción oleaje-estructura que derivan en la disipación de energía para así evaluar la respuesta de un perfil de playa arenoso en presencia de un dique sumergido para condiciones de tormenta. 2) presentar cuál geometría de las propuestas del dique sumergido es la más óptima para la protección de playa, ya que en la literatura encontrada no se tiene un registro adecuado de cuál es la distancia y/o profundidad necesaria para colocar este tipo de estructuras para una mejor respuesta 3) siguiendo con la idea del segundo punto se busca encontrar un parámetro que explique en conjunto el funcionamiento de la estructura-oleaje-perfil de playa. Para tal problemática se desarrolló una serie de pruebas experimentales en condiciones controladas y a pequeña escala en la cual se propusieron condiciones de tormenta afectando a dos diferentes perfiles de playa, los cuales serán protegidos por diques de baja cota de coronación variando de estos la distancia a la costa y su francobordo.

## PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL

Los experimentos físicos se llevaron a cabo en un canal de oleaje unidireccional ubicado en el Laboratorio de Costas y Puertos del Instituto de Ingeniería de la UNAM., el cual cuenta con un canal de oleaje con longitud de 37 m, ancho de 80 cm y profundidad de 120 cm.

El canal fue dividido en los últimos 8.0 m con acrílico y así se simularon dos perfiles distintos simultáneamente, ambos con escala de líneas 1:20. En una parte se construyó un modelo de playa con berma, identificado como perfil A, y en la otra uno sin berma, referido como perfil B (Figura 1).

Las características del perfil A son: tiene una duna con una altura de 0.219 m con una anchura en la base de 0.77 m, la pendiente en la cara expuesta es de  $26^\circ$  y la cara protegida de  $32^\circ$ . La berma es horizontal, tiene una longitud de 0.35 m, desde ahí la pendiente media de la playa es de  $8^\circ$  hasta el metro 23.10 donde la pendiente media es de  $1^\circ$  hasta llegar al fondo del canal. Con estas características se trató de ejemplificar un perfil tipo reflejante.

La duna del perfil B tiene una altura de 0.2 m con una anchura en la base de 1.25 m, la pendiente de lado expuesto de la duna es de  $16^\circ$  y la de la cara protegida es de  $20^\circ$ . La pendiente de la playa es de  $5^\circ$  desde el pie de la duna hasta el metro 23.0, de ahí hasta tocar el fondo del canal la pendiente media es de  $1^\circ$ . Este perfil se asemeja a lo que sería un perfil disipativo.

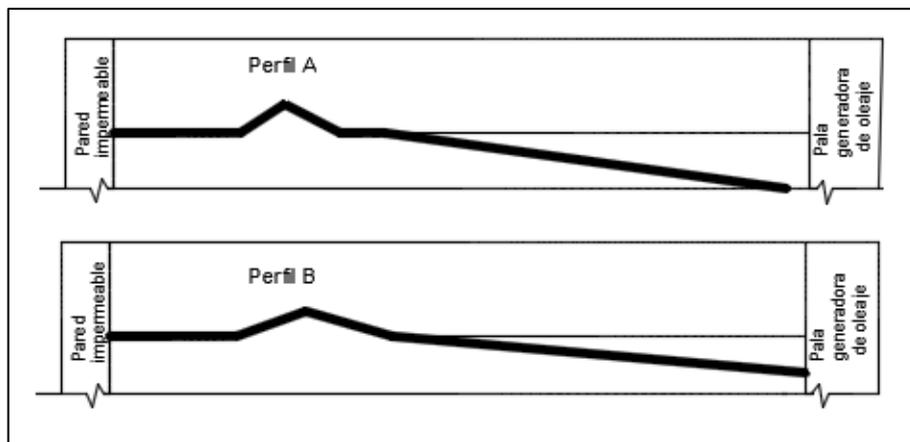


Figura 1.- Representación idealizada de los perfiles ensayados.

Los ensayos se realizaron con oleaje irregular utilizando un espectro tipo JONSWAP, se efectuaron 13 pruebas variando la distancia del dique a la línea de costa, el periodo pico y altura significativa del oleaje. Las estructuras sumergidas que se ensayaron fueron de tipo homogéneo, es decir, en su proceso de construcción el dique no cuenta con un núcleo y se construye con un mismo material (cubos de concreto de 0.01m de lado), se eligió este material para facilitar el entrelace de los elementos y que permitieran acumular fuerzas para resistir el embate del oleaje. Las pendientes del talud del dique, tanto en el lado expuesto como en el lado protegido, fueron 1:2. La primera estructura ensayada se colocó de forma que tuviera un francobordo nulo, para dar el sentido al dique rebasable, con la altura de la estructura de 0.15 m, es el dique más cercano a la playa seca con un ancho de corona de 0.10m. La segunda fue colocada a una cierta distancia alejada de la línea de costa para ocasionar que tuviera un francobordo sumergido de 0.15 m con un ancho de corona de 0.10m; por último la tercer estructura se decidió que tuviera una altura de 0.30 m con un francobordo nulo colocada a la misma distancia que la estructura 2, siendo este dique una estructura muy robusta. (Figura 2).



**Figura 2.-** Perfil de playa A mostrando los tres diques usados.

El nivel medio de agua ( $h$ ) fue de 0.45 m que se aumentó 0.3 m para simular sobre-elevación por marea de tormenta. Las condiciones de oleaje utilizadas fueron de tres condiciones de tormenta, observando en ellas tormentas de baja, media y alta intensidad. (Tabla 1).

**Tabla 1. -** Condiciones de tormenta ensayadas.

| Estructura | Tipo de Evento               | H (m) | T (s) | h (m) |
|------------|------------------------------|-------|-------|-------|
| 1          | Tormenta de baja intensidad  | 0.05  | 0.894 | 0.45  |
|            |                              |       | 1.118 |       |
|            | Tormenta de media intensidad | 0.1   | 0.894 | 0.45  |
|            | Tormenta de alta intensidad  | 0.1   | 1.118 | 0.48  |
| 2          | Tormenta de baja intensidad  | 0.05  | 0.894 | 0.45  |
|            |                              |       | 1.118 |       |
|            | Tormenta de media intensidad | 0.1   | 0.894 | 0.45  |
|            | tormenta de alta intensidad  | 0.1   | 1.118 | 0.48  |
| 3          | Tormenta de baja intensidad  | 0.05  | 0.894 | 0.45  |
|            | Tormenta de media intensidad | 0.1   | 1.118 | 0.45  |
|            | Tormenta de alta intensidad  | 0.1   | 1.118 | 0.48  |

Se proponen condiciones de tormenta ya los perfiles de donde se observa mayor erosión son los que se produce durante la acción de tormentas, en las que el oleaje que actúa sobre la playa es de gran contenido energético y, genera durante el proceso de rotura corrientes de retomo de gran intensidad. Bajo estas condiciones, se produce una erosión de la parte interna del perfil retrocediendo la línea de orilla y, transportándose el material hacia mar adentro. Sánchez-Arcilla (1994).

En dichos ensayos se midió la superficie libre del agua con 11 sensores de nivel (SN), perfiles iniciales y finales con estación topográfica y filmaciones de video y fotografía fija convencional. Los sensores, fueron divididos en los dos perfiles y colocados antes y posterior a la estructura sumergida. El sensor SN1 se colocó de testigo de oleaje incidente, los sensores antes de cada estructura se colocaron en bloques de 3 sensores para poder obtener un coeficiente de reflexión en el perfil A y en el perfil B.

El análisis de los datos se realizó en dos partes: en la primera se analizaron datos de los sensores de nivel, y en la segunda parte se analizaron cuantitativamente los volúmenes de arena medidos tanto antes como después de cada prueba. Para los sensores de nivel se realizó un análisis espectral en el cual se discretizó la señal obtenida de los sensores de nivel de cada prueba obteniendo la altura (H) y periodo (T) del oleaje de cada ensayo siguiendo la metodología propuesta por Silva (2005). Dicha altura de ola se obtuvo a los primeros 10 minutos de iniciada la tormenta y 10 minutos antes de finalizar dicho evento, con la finalidad de observar el decaimiento o incremento de la energía potencial del oleaje en presencia de un obstáculo sumergido, además de observar el comportamiento hidrodinámico del dique. Se obtuvo la energía potencial de oleaje incidente además de la energía potencial del oleaje transmitido. La energía potencial debida al oleaje es la diferencia entre la energía potencial con el oleaje presente y la energía que hubiera sin la presencia del oleaje. Silva (2001), esto es:

$$E_p = \frac{1}{16} \rho g H^2 \quad [1]$$

Apoyando el cálculo de energía potencial del oleaje también se realizó el cálculo de fenómenos que interesaba conocer, tales como la transmisión y disipación de energía ya que como se explicó anteriormente el objetivo principal de la estructura sumergida es reducir la cantidad de energía que llega a la costa. Teniendo las alturas registradas, se usaron los datos obtenidos en los sensores que se colocaron atrás del dique sumergido para obtener la altura de ola transmitida ( $H_T$ ), y realizando una relación de energías o de alturas de ola se pudo obtener un valor representativo de la transición (T) como se muestra en la ecuación 2.

$$T = \frac{H_T}{H_i} = \sqrt{\frac{E_T}{E_i}} \quad [2]$$

Para conocer la energía disipada (D) en cada prueba se necesitó de la siguiente ecuación.

$$D = \sqrt{1 - T^2 - R^2} \quad [3]$$

Para el cálculo de la reflexión (R) se utilizó un programa desarrollado por el grupo de Costas y Puertos del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

La segunda parte del análisis se concentra en lo que es la morfología, con las mediciones que se realizaron de los perfiles antes y después de un evento de tormenta; se pudo calcular el volumen de material que se perdió en la parte de la duna así como el material ganado en la parte sumergida. De esta forma no se puede tener una idea más precisa del efecto de la estructura sumergida sobre la erosión producida por el oleaje característico de tormentas en la zona costera.

## RESULTADOS EXPERIMENTALES

Como primeros resultados se muestran relaciones de energía potencial; esto se obtiene de la división entre la energía potencial transmitida y la energía potencial incidente. Estos resultados se separaron dependiendo de la intensidad de tormenta para así evaluar la “eficiencia” de las estructuras sumergidas propuestas.

La relación de la energía potencial nos permite observar de manera numérica si el dique está permitiendo una buena reducción de la energía del oleaje. En el caso de que la relación de energía sea muy grande, estará reflejando que la energía transmitida y la altura de ola transmitida son muy elevadas, lo que provocaría que el dique no esté funcionando adecuadamente. En el caso contrario, donde la relación de energía sea menor, quedará entendido que el dique está atenuando de buena manera el embate del oleaje.

**Tabla 2.- Resultados de energías potenciales.**

| Tormenta | Dique | Altura de ola H | Periodo T | Inicio tormenta |      | final tormenta |      |      |
|----------|-------|-----------------|-----------|-----------------|------|----------------|------|------|
|          |       |                 |           | A               | B    | A              | B    |      |
| 1        | 1     | 0.05            | 0.894     | 0.21            | 0.53 | 0.22           | 0.53 |      |
|          |       |                 | 1.118     | 0.34            | 0.58 | 0.33           | 0.57 |      |
|          |       |                 | 0.894     | 0.59            | 0.86 | 0.59           | 0.85 |      |
|          | 2     |                 | 1.118     | 0.99            | 0.54 | 1.02           | 0.54 |      |
|          |       |                 | 3         | 0.894           | 0.16 | 0.17           | 0.17 | 0.16 |
|          |       |                 |           |                 |      |                |      |      |
| 2        | 1     | 0.1             | 0.894     | 0.33            | 0.21 | 0.33           | 0.23 |      |
|          |       |                 | 1.118     | 0.24            | 0.29 | 0.31           | 0.36 |      |
|          |       |                 | 0.894     | 0.66            | 0.82 | 0.66           | 0.80 |      |
|          | 2     |                 | 1.118     | 0.68            | 0.88 | 0.67           | 0.87 |      |
|          |       |                 | 3         | 1.118           | 0.20 | 0.25           | 0.20 | 0.24 |
|          |       |                 |           |                 |      |                |      |      |
| 3        | 1     | 0.1             | 1.118     | 0.35            | 0.76 | 0.33           | 0.61 |      |
|          | 2     |                 |           | 0.92            | 0.68 | 0.93           | 0.72 |      |
|          | 3     |                 |           | 0.34            | 0.41 | 0.34           | 0.39 |      |

Como se observa en la tabla 2, bajo la condiciones de la primer tormenta correspondiente a la de baja intensidad, el dique que mejor está trabajando en la disipación de energía en el perfil A es la estructura 3, la cual como se mencionó anteriormente es la estructura más robusta y de la cual sabemos que tiene un francobordo nulo con una distancia de la línea de costa mayor, vemos que la relación de energías es de 0.16 por tal motivo trabajó adecuadamente en la atenuación de la energía. El dique número 1 que está más cercano a la línea de playa también trabajó de forma adecuada, sin embargo dejó que se transmitiera un poco más de la energía del oleaje incidente. Por otro lado el dique que tiene un francobordo mayor es el que peor eficiencia tiene, incluso vemos que al final de una tormenta cuya característica es el tener un periodo más largo, la relación es mucho mayor lo que predice que el dique en lugar de provocar una disminución en la altura de ola, peralta dicha altura.

Para lo que es un perfil disipativo como el perfil B, podemos observar que el dique más robusto también es el que mejor funcionamiento tiene en la disipación de energía la cual muestra una relación de energía igual que en el perfil A. Por otro lado el dique más cercano a la playa provoca que la energía potencial transmitida disminuya cerca del 50% que es aceptable. También vemos que en este perfil el dique 2 no funciona de buena forma cuando el periodo de la tormenta es un periodo corto, sin embargo cuando el periodo es largo, este dique trabaja mejor.

Analizando los resultados para una tormenta de media intensidad que igualmente el dique que mejor trabaja es el dique 3 tanto en el perfil A y en menor medida en el perfil B, el dique número 1 también tiene un buen funcionamiento atenuando la energía de manera eficiente. Al igual que con la primer tormenta, en el dique 2 vemos que aunque tuvo una cierta eficiencia en la disipación de la energía es mucho menor a la que ofrecen los diques con un francobordo nulo.

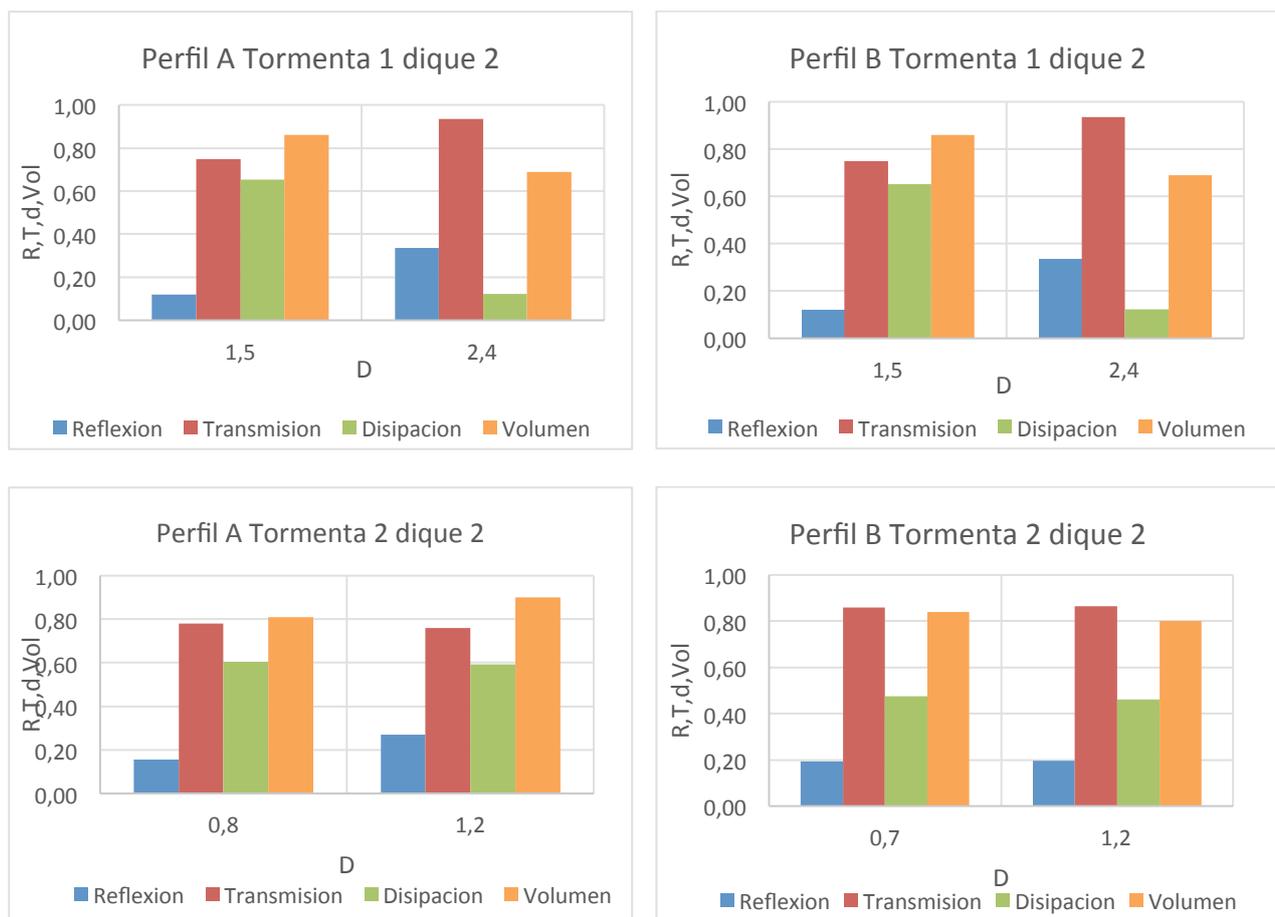
En el caso de la tormenta 3 en la que se presenta sobre todo una elevación del nivel medio, provocando que disminuya la playa seca, observamos que para el caso del perfil A tanto el dique 1 y dique 3 se tiene la misma relación de energías, para el perfil B aumenta esta relación en mayor medida con el dique 1. Para el dique 2 sigue siendo el más deficiente en general.

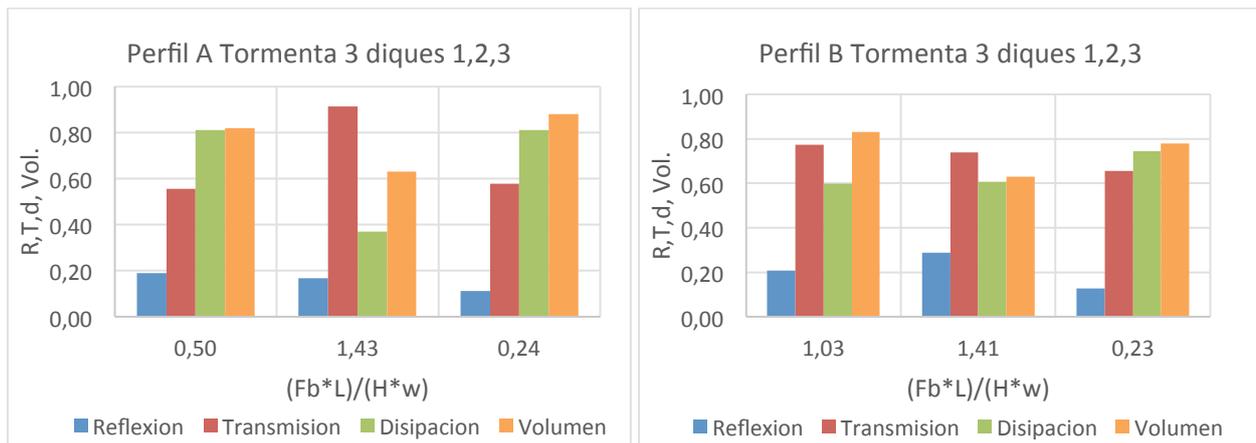
Ahora siguiendo con los cálculos y para darle mayor relevancia a lo dicho anteriormente, continuando con el análisis de los datos, prosigue el cálculo de la transición (T), disipación (d) y reflexión (R) del oleaje ya que es parte relevante para ver la funcionabilidad de las estructuras sumergidas, además es importante mencionar que estos conceptos son parte de un buen diseño de las estructuras de protección. En la literatura especializada en modelos de estructuras de protección costera usualmente utilizan un parámetro adimensional para comparar y caracterizar dichos procesos del oleaje bajo efecto de un dique, este parámetro es  $F_b/H$  o en otras palabras francobordo entre altura de ola. Este parámetro en la literatura nos propone que el  $F_b/H$  debe ser menor a 1.5 para que la estructura arroje resultados satisfactorios en el tema de transmisión de energía.

Sin embargo en este trabajo, y para poder corroborar la eficiencia de la estructura, no sólo se está centrando en los parámetros anteriores en la estructura, sino físicamente se necesita ver si en verdad la estructura están evitando una posible erosión de la playa, para ello se realizaron las mediciones a los perfiles antes y después de cada prueba, y al dibujarlos observar las partes de playa seca donde se pierde cierto material, para así realizar una relación de volúmenes finales contra iniciales, y para ello se requiere compararlos también contra un parámetro,  $Fb/H$  como ya se mencionó es muy usado sin embargo este solo contiene parámetros estructura-oleaje, por lo que se decidió ajustar este parámetro para que contuviera también elementos como distancia de la costa al punto medio del ancho de corona del dique ( $w$ ) y longitud de onda ( $L$ ); así como altura de ola ( $H$ ), el nuevo parámetro quedo como: (ecuación 4).

$$D = \frac{(Fb * L)}{(H * w)} \quad [4]$$

Claro está que este parámetro solo funcionaria en los ensayos donde se tengan un francobordo, o sea que la estructura está completamente sumergida, en caso contrario, dique rebasable, se entiende que el parámetro será cero entonces en esos ensayos, no se estarán comparando contra este parámetro, la premisa en ellos será observar si la distancia de la costa o la altura de la estructura es la que gobierna su funcionamiento. Dichos resultados con diques sumergidos se pueden ver en la figura 3.





**Figura 3.-** Resultados de transmisión, disipación y reflexión con volúmenes.

En las dos figuras superiores, referentes a la tormenta 1, se presenta el caso del dique 2 el parámetro D es de 1.5 y 2.4 según sea la hidrodinámica de la tormenta. Esta segunda estructura sumergida, la cual como se sabe tiene un francobordo importante, vemos que existe mucha transmisión, una disipación que está muy dispersa y una reflexión que está un poco arriba del 30% si se trata de un oleaje mayor. Estos fenómenos dispersos se presentan en los dos perfiles. Para este segundo dique, se observa que en el caso del perfil A se pierde un 14 y 31%, tiene sentido al ver en los resultados, lo deficiente que fue el dique en condiciones hidrodinámicas, por otro lado en el perfil B pierde muy poco material a comparación de su contraparte el perfil A.

Ahora bien en las figuras de en medio que son los resultados de la tormenta 2 con la estructura 2, la cual aunque tiene una reflexión igual en general del 20% también provoca que se transmita mucha energía acercándose casi al 80 y 90% respectivamente en los perfiles, por lo tanto en la disipación de energía sus números son malos. En la parte de la playa se observó que en este caso de la tormenta 2, la estructura tiende a perder porcentajes casi iguales en la zona SNM, ya sea en el perfil A o perfil B que oscilan en un 20% en promedio.

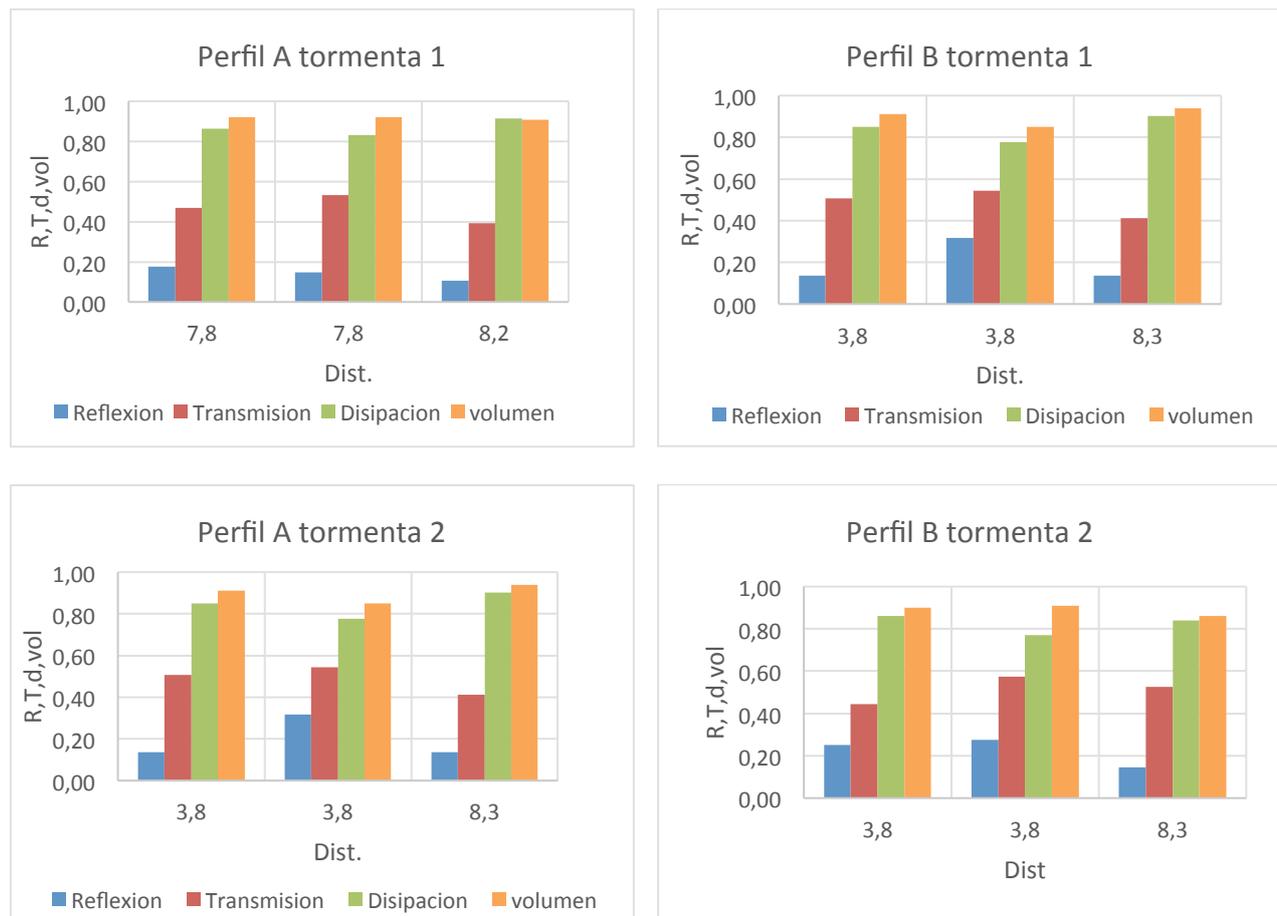
Para el caso de la tormenta 3 (gráficas inferiores) recordando que en ella existe un aumento del nivel medio del agua, el perfil A observamos que el dique 1 y 3, su reflexión está muy cerca del 20%, estos dos diques tienen además una buena respuesta al disipar un 80 % de energía. También observamos que los dos diques trabajan similares al permitir una trasmisión muy cercana del 60%; en números es muy alta aunque recordemos que están bajo condiciones de tormenta intensa y que su relación  $F_b/H$  ya no es nula. Por otro lado la estructura 2 parece tener la misma respuesta ante la reflexión sin embargo la transmisión que presenta es muy alta cercana del 90%. En el caso del perfil B vemos que las tres estructuras tienen una transmisión cercana del 70%, y aunque también disipan adecuadamente, esto no es garantía de que sí estén protegiendo a la playa seca.

Para la tormenta más fuerte, con una elevación del nivel medio, el dique que mejor respuesta morfológica tiene es el dique 1 ya que tanto en el perfil A como en el B se pierden 18% de material, mientras que el dique 3 en el perfil A pierde 12% y 22% en el B. El dique 2 en los dos perfiles pierde en general 38% que es demasiado si lo comparamos con las demás pruebas.

Vemos que bajo el nuevo parámetro propuesto en dique 1 bajo la influencia de la tormenta de alta intensidad es de un  $D=0.5$  y sin duda, tanto en energía del oleaje y morfología de playa trabaja adecuadamente. Para el caso del perfil B en lo que es la tormenta en la que sube el nivel medio, el dique tiene un  $D=1.03$  y este permite mucha transmisión y aunque no erosione demasiado este dique provocaría cierta incertidumbre. Para la estructura 2 el parámetro propuesto es mayor, y se ve que en ninguno de los perfiles tiene un funcionamiento adecuado. En alguno de los casos lo que ayuda a evitar erosión es la distancia del dique a la playa ya que en ese tramo el oleaje se peralta y por consiguiente rompe. En el caso del dique 3 funciona adecuadamente con un parámetro D muy pequeño. Además se observó que justo en estas tormentas de alta intensidad el perfil B tiene

mayores deficiencias ya sea con el dique 1 o dique 3, en especial el primero lo que supone que la pendiente de la playa (5°) está colaborando a quizás una mayor transmisión.

Ahora analizando los diques que tienen un francobordo nulo los cuales si regresamos a la primera tabla son los diques 1 y 3, los cuales se tiene presentes en las tormentas de baja y media intensidad. Y de tales pruebas no se logró proponer un parámetro similar a los diques sumergidos, sin embargo según los resultados de hidrodinámica y morfología nos podrán dar una respuesta de a que distancia de la línea de playa es mejor colocar la estructura rebasable por lo que estos resultados se graficaron contra distancia horizontal entre vertical (altura de la estructura) para dejarlo adimensional. Figura 4



**Figura 4.-** Resultados de transmisión, disipación y reflexión con volúmenes.

Observamos que con los diques 1 y 3 existe una muy buena correlación entre reflexión transmisión y disipación, curiosamente los dos perfiles presentan un mismo comportamiento donde en primer lugar la reflexión aunque es poca oscila muy cercana al 20%, la transmisión esta entre un 40 y 60 % lo cual tiene más sentido con lo analizado en los resultados anteriores y la disipación arriba del 80%.

En la parte de morfología se observa que en la parte emergida del perfil o sobre el nivel del mar (SNM) se pierde entre un 8% del material para el perfil A y un 9 y 15% en el perfil B, muy similares las dos playas en este aspecto, en la parte sumergida se observa que no pierde material y está ganando un porcentaje mínimo en los dos perfiles, en este punto vemos que no tiene nada de relación con los demás resultados, ya que en morfología no perdió material pero en hidrodinámica la energía potencial transmitida era muy alta, por lo que se observó en los videos fue que este dique provocaba que el oleaje rompiera en la zona transmitida justo donde el sensor de nivel estaba

colocado por ello es que registra mucha transmisión sin embargo al romper en ese punto el oleaje ya no es capaz de regenerarse y erosionar la playa.

Ahora bien en las últimas figuras que son los resultados de la tormenta 2, para el caso del dique más cercano, lo que se observa en las gráficas es que tanto en el perfil A y B el dique da unos resultados semejantes donde la reflexión en promedio está en el rango de 20%, transmisiones de energía aceptables del 40 al 60% respectivamente, mientras que referente al objetivo de los diques se disipa en promedio poco más de 80%. Por último la estructura 3 más alejada tiende a tener un comportamiento similar al dique 1 tanto en hidrodinámica como en morfología tanto para el perfil A y B.

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Como objetivo principal de una estructura de baja cota de coronación es el de reducir la energía del oleaje incidente en un determinado tramo de costa, con ello provocar una protección de la playa frente a la acción de temporales. Por tal motivo este trabajo se centró en conocer los procesos que provoca un dique sumergido colocado a poca distancia y muy alejado a la costa y que además de variar geoméricamente elementos como la profundidad a la que se encuentra su cota de coronación, y de acuerdo a las pruebas realizadas y el posterior análisis de los datos se puede concluir que:

Si bien el  $F_b/H$  responde bien para la relación estructura-oleaje, el parámetro  $D$  propuesto en este trabajo también da una buena referencia añadiéndole parámetros del perfil de playa siempre y cuando en el diseño del dique tengan contemplado la existencia de un francobordo.

De lo observado se concluye que un  $D$  menor o igual a 0.5 caracteriza bien los efectos del dique en el oleaje en función de su energía tanto transmitida y disipada, pero también añade un efecto del oleaje en la playa.

La protección de playa con un dique de baja cota de coronación, colocado muy alejado de la playa como lo fue el dique 2, con un francobordo muy grande no protege en gran medida ya que el oleaje no siempre se percata de la existencia del obstáculo. En él se pudo observar un  $D$  mucho mayor a 0.5.

Un dique de baja cota de coronación que se localice muy cerca de la línea de playa es una buena opción para proteger el perfil de playa del embate del oleaje en condiciones de tormenta, por tal motivo en condiciones normales funcionara adecuadamente también. Sin embargo faltaría ver los efectos tanto ambientales como sociales de colocar una estructura tan cercana a la playa.

Entonces para un dique muy alejado de la playa, este necesitaría de un francobordo nulo o casi nulo ya que si trabajo adecuadamente.

Para un dique sin francobordo, no fue posible decidir si la distancia a la costa es un parámetro fundamental para su funcionamiento. Sin embargo para tormentas muy intensas se observó que la pendiente de la playa si es un parámetro importante a considerar en futuros trabajos. Por ello es importante conocer las condiciones de la zona costera que se desee proteger ya que por sus características pueden dar cierto apoyo a las estructuras de protección. Ya que como se notó en los resultados, en el perfil A tipo reflejante los diques trabajaron mejor que el perfil B sin embargo en este perfil siendo un perfil disipativo ayuda en las zonas de rompiente.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

**Carranza-Edwards** (2010). *“Causas y consecuencias de la erosión de playas”*. Instituto de Ciencias del Mar y Limnología, Universidad Nacional Autónoma de México.

**Ferguson B.** (2001) *“Shoreline erosion and its potential control on thurmond lake”*. IECA. Shoreline stabilization. Soil stabilization series.

**Sánchez-Arcilla Agustín** (1994) *“Ingeniería de playas (i): conceptos de morfología costera”*. Universidad Politécnica de Cataluña

**Silva, R.** (2005). *Análisis y descripción estadística del oleaje*. Instituto de Ingeniería Universidad Nacional Autónoma de México, serie de docencia. SD/49.

**Silva, R.** (2001). *Hidráulica marítima*. Instituto de Ingeniería Universidad Nacional Autónoma de México.

**Vidal, C. Losada, M. Medina, R.** (1994) *“Análisis de la estabilidad de diques rompeolas”*. Universidad de Cantabria.

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

**COMPARACIÓN DE VARIABLES QUE INDUCEN OPRESIÓN COSTERA  
CON RESPECTO A SU INTENSIDAD Y DURACIÓN, CASO DE ESTUDIO:  
PLAYA NORTE, CAMPECHE, MÉXICO**

***Debora L Ramírez-Vargas, Edgar Mendoza, Debora Lithgow y Rodolfo Silva***

*Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Cd. Universitaria, 04510 Ciudad de México, México. DRamirezV@iingen.unam.mx, EMendozaB@iingen.unam.mx, Debora.Lithgow@gmail.com, RSilvaC@iingen.unam.mx*

**RESUMEN:**

Fenómenos como la erosión y acreción, la frecuencia e intensidad de las tormentas, el cambio de uso de suelo, el incremento del nivel medio del mar y la presencia de infraestructura en la zona costera modifican continuamente la línea costera. Los procesos anteriores afectan a la zona costera en diferencia de tiempo e intensidad, dando lugar al proceso de opresión costera. Este estudio evalúa el proceso de opresión costera en Playa Norte ubicada en el estado de Campeche, México. Las variables de erosión y acreción; la intensidad y la frecuencia de las tormentas y el cambio en el uso de la tierra sobre la línea de costa, fueron las principales variables que detonan la opresión costera. Se presentan el mapa de distribución e intensidad de opresión costera para el sitio de estudio. Los resultados sugieren que la costa de Playa Norte se encuentra en un proceso opresión costera y pone en peligro la población humana.

**ABSTRACT:** (*1<sup>era</sup>. hoja*)

Phenomena such as erosion and accretion, the frequency and intensity of storms, the land use change, the increase in mean sea level and the presence of infrastructure in the coastal zone continuously modify the coastline. The above processes affect the coastal zone in difference of time and intensity, giving rise to the coastal squeeze process. This study evaluates the coastal squeeze process in Playa Norte located in the state of Campeche, Mexico. The variables of erosion and accretion; the intensity and frequency of storms and the change in the use of land on the coastline were the main variables that trigger coastal squeeze. The map of distribution and intensity of coastal squeeze for the study site is presented. The results suggest that the coast of Playa Norte is in a process of coastal oppression and endangers the human population.

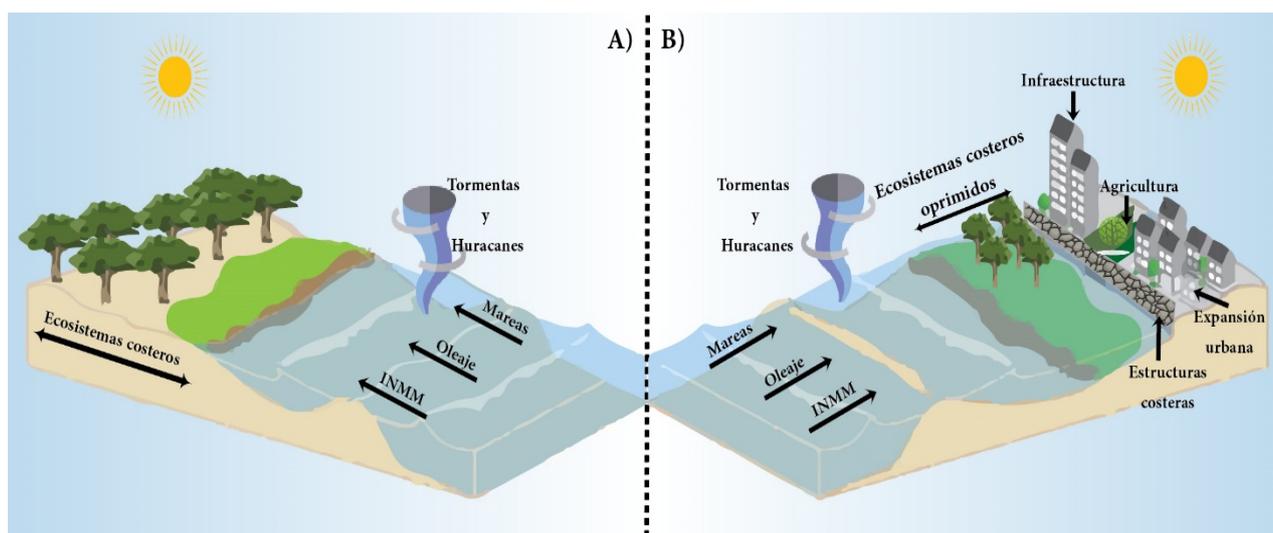
**PALABRAS CLAVES:** *opresión costera, erosión, cambio de uso de suelo, intensidad de tormentas*

## INTRODUCCIÓN

La zona costera es la zona de transición entre el ambiente marino y terrestre, directamente bajo la influencia de los procesos hidrodinámicos marinos y/o lagunares. Esta zona se extiende desde la plataforma continental en el límite oceánico hasta el primer cambio topográfico importante por encima del alcance del máximo oleaje de tormenta (CERC, 2000).

El litoral mexicano tiene más de 11 000 km de longitud, alberga numerosos ecosistemas de gran importancia ecológica principalmente por los bienes y servicios que estos otorgan, al 15% de la población, y una gran variedad de actividades económicas vitales para el desarrollo del país, tales como la pesca y la acuicultura, la industria de la transformación, la transportación marítima y el turismo, entre otras (INEGI, 2001). El manejo deficiente de esta diversidad de usos frecuentemente conlleva conflictos ambientales, administrativos, de ordenamiento territorial y de gestión de recursos (Silva et al., 2014).

Uno de los factores de tensión que no permite el equilibrio en las zonas costeras es la opresión costera. La opresión costera es el proceso de pérdida y/o disminución de la calidad de la zona intermareal (Figura 1). Dicha disminución puede ser causada por factores naturales y antrópicos tanto marinos como terrestres (Doody, 2004; Black & Veatch, 2006; Pontee, 2013). Dentro de los procesos naturales, podemos considerar los procesos geomorfodinámicos. Por otra parte, los principales factores antropogénicos son los relacionados con la intervención humana.



**Figura 1.-** Esquema del proceso de opresión costera: A) Los ecosistemas son capaces de desplazarse hacia tierra ante fuerzas naturales como el INMM y los huracanes; B) Los ecosistemas se ven oprimidos ante la presencia de fuerzas naturales del lado marino y del lado terrestre por estructuras de protección o control, la agricultura, la expansión urbana y el desarrollo de infraestructura.

La mayor amenaza que enfrentan las zonas costeras es la opresión costera (Schleupner, C., 2008). Las playas son atrapadas entre el incremento del nivel del mar, la erosión y el aumento del desarrollo costero. Las playas estrechas resultantes no dejan lugar a la migración de los ecosistemas costeros hacia tierra adentro (Dugan et al., 2010) provocando su degradación y disminución de los servicios que proveen como la protección contra tormentas. En consecuencia, la opresión es una amenaza para la infraestructura en zonas costeras.

El presente trabajo trata de la comparación de las variables que inducen opresión costera, en específico de aquellas que por su origen afectan con mayor intensidad en un tiempo preciso y corto, con otras variables que se han determinado que afectan en menor o igual intensidad, pero en una mayor permanencia. Los resultados de este estudio subrayan la necesidad de implementar herramientas de manejo costero que en combinación con obras ingenieriles puedan tener un equilibrio ecosistémico sin omitir el desarrollo económico y productivo de una población. Una

alternativa es el diseño de infraestructura verde para la protección de la costa y evitar su rigidización.

## MÉTODOS

La identificación de las variables consistió en dos etapas. Primero, se identificaron aquellos factores que originan el fenómeno de opresión costera. Después, se evaluaron solo las variables que afectan directamente a la zona costera. Entre estas variables se encuentran las tasas de cambio de uso de suelo y de erosión, así como la presencia de obras de protección que pudieran rigidizar la costa e interferir en la dinámica hidrosedimentaria de la zona. Para determinar el grado de opresión costera, el área de estudio se dividió en área marina y área terrestre.

El estudio comprende la digitalización de la línea de costa para los años: 2004, 2005, 2014 y 2016, la determinación de la evolución de la línea de costa (erosión y acreción), el cálculo de la tasa de cambio de uso de suelo, la identificación del desarrollo de infraestructura y estructuras costeras (protección y control) y la modelación de escenarios de elevación del nivel mar de acuerdo con modelos del IPCC (Intergovernmental Panel on Climate Change, por sus siglas en inglés). El análisis se realizó utilizando herramientas de sistemas de información geográfica, además de diferentes softwares como el ArcGIS versión 10.2 (ESRI), Imágenes satelitales © 2018 DigitalGlobe measurements (Data SIO, NOAA, U.S., Navy, NGA, GEBCO, Image © 2018 TerraMetrics).

A continuación, se presentan las variables y la metodología utilizada para su análisis y posterior discusión como inductor de opresión costera:

### **Incremento en el nivel del mar**

La obtención de los escenarios del incremento en el nivel del mar, se utilizaron los resultados en el trabajo de Torres *et al.*, (2010), el cual es descrito a continuación. Torres *et al.*, (2010) utilizó el modelo MAGICC 5.3 (Model for assessment of greenhouse-gas induce climate change) elaborado por The National Center for Atmospheric Research (NCAR) (Wigley, 2009). Realizó simulaciones para obtener valores de temperatura y nivel medio del mar en escenarios A1-B2. Dónde A1 considera un mundo futuro con rápido crecimiento económico, con una población global cuyo pico se encuentra a la mitad del siglo XXI y declina a partir de ahí; se caracteriza por una rápida introducción de nuevas y más eficientes tecnologías. El escenario B2 considera un mundo con énfasis en las soluciones locales a la sustentabilidad económica, social y ambiental, con continuo incremento de la población y un desarrollo económico intermedio (IPCC, 2001). El periodo de modelación fue 1990-2100 validadas con las mediciones históricas de 34 años de la estación hidrométrica El Carmen. Además, se modeló la conformación de las costas de Campeche para escenarios de elevación del nivel del mar de 40, 60 y 100 cm.

### **Oleaje**

Las costas campechanas son afectadas anualmente por fuertes vientos de origen polar (“Norte”) y la gran mayoría de los huracanes que cruzan el Atlántico. Estos fenómenos provocan graves problemas de erosión en las playas e inundaciones, que se extienden tierra adentro y afectan los asentamientos humanos y hábitats naturales cercanos a la playa (Escudero *et al.*, 2013). Se consideraron las condiciones de régimen medio de oleaje y las debidas a mareas de tormenta, para obtener su relación con otras variables. Los datos se tomaron del Atlas de Clima Marítimo de la Vertiente Atlántica Mexicana (Silva, R. *et al.*, 2008) y del trabajo realizado por Escudero, *et al.*, (2013). Escudero utilizó el modelo numérico OLUCA-WAPO, que permite ejecutar una versión del Ref-Dif (Kirby & Dalrymple, 1994) y resuelve la ecuación modificada de la pendiente suave (Modified Mild Slope) mediante una aproximación parabólica (Silva, 2006). Este modelo reproduce adecuadamente los procesos de transformación del oleaje que tienen lugar de acuerdo con las

características locales de la zona de estudio, los cuales vienen principalmente representados por los fenómenos de someramiento y refracción.

### **Incidencia y duración de tormentas**

Se realizó una búsqueda bibliográfica de diversas bases de datos para identificar todos los eventos extremos registrados en la zona, así como los efectos socioeconómicos de los mismos. Las dependencias de las que se descargaron sus bases de datos se encuentran el CENECAM (Centro Estatal de Emergencias del Estado de Campeche) ahora SIPROCICAM (Secretaría de Protección Civil del estado de Campeche), CENAPRED (Centro Nacional de Prevención de Desastres) y la CONAGUA (Comisión Nacional del Agua); todas ellas en base a sus boletines de prevención por desastres naturales y los informes resultantes de cada evento extremo que dan lugar en el estado de Campeche.

### **Erosión y Acreción**

A través de imágenes digitales de diferentes años (2004, 2005, 2014 y 2016), se digitalizó la línea de costa. Posteriormente, se utilizó el método de Torres et al. (2010) para delimitar áreas de referencia por medio del trazo de polígonos. Después, se calculó el área de cada polígono comparado entre años consecutivos. Por medio de la diferencia entre el área de un polígono en dos imágenes de distintos años se obtiene el resultado en donde valores negativos significan erosión y las positivas acreciones.

### **Cambio de uso de suelo**

Mediante el programa ArcGIS (ESRI) se delimitaron y clasificaron los usos de suelo y vegetación para generar mapas descriptivos del cambio en la zona de estudio que cuantificados en m<sup>2</sup>. Los shape base fueron descargados del Sistema Nacional de Información Sobre Biodiversidad (CONABIO, 2009) en las series I, II, III y IV (disponibles en <http://www.conabio.gob.mx/informacion/gis/>).

### **Desarrollo de infraestructura y obras de protección costera**

Se analizaron las Manifestaciones de Impacto Ambiental (MIA) que realizadas en la Zona Federal Marítimo Terrestre. Una vez identificadas las obras, se generó una base de datos con los impactos identificados en la MIA, modificaciones en el terreno, inversión en las obras y su objetivo. Finalmente se cuantificaron el tipo de obra y se representaron en tablas y la interacción directa con la zona costera.

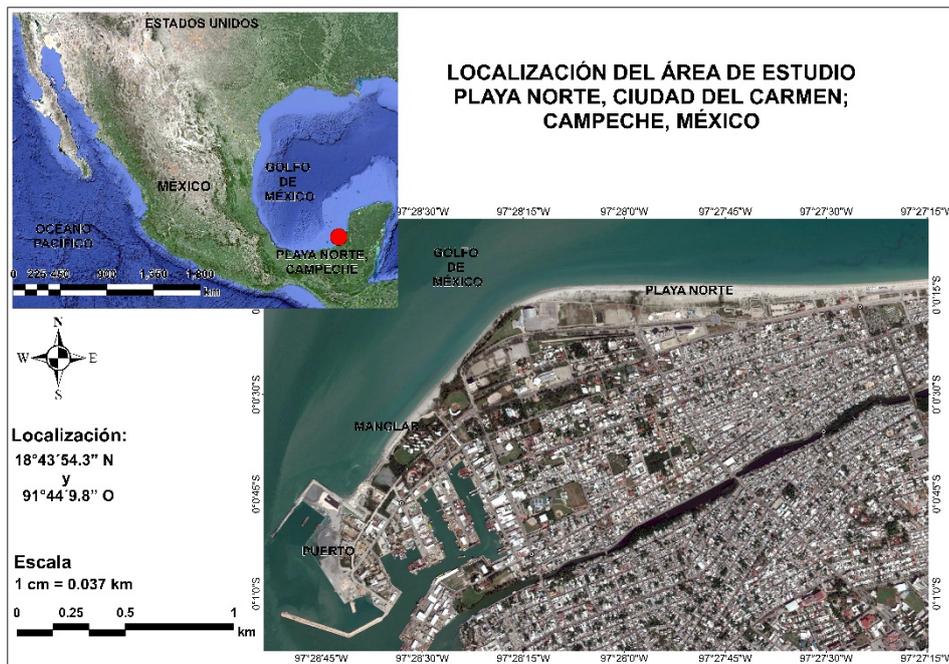
### **Medición de la opresión costera**

Las variables previamente descritas fueron ponderadas. Una vez determinada la importancia relativa de cada variable, se evaluaron y establecieron los valores de opresión en la zona de estudio. Se estableció una escala de 0 a 1, en donde cero significa la ausencia de estos procesos y 1 la presencia absoluta de opresión costera, y en la escala intermedia significa el proceso de evolución de este fenómeno. La interacción entre las variables antes mencionadas se representa en un mapa, representando el peso de cada variable inductora de opresión costera. Finalmente, se discuten los efectos ecológicos y socioeconómicos inducidos por la opresión costera en la zona de estudio.

### **Zona de estudio: Playa Norte, Campeche**

El estado de Campeche cuenta con 523 km de litoral, una plataforma continental de 51,100 km<sup>2</sup> (segundo lugar nacional) y 2 200 km<sup>2</sup> de lagunas costeras. Las principales actividades económicas del estado son la pesca, la apicultura, la agricultura y la ganadería (PED-Campeche, 2015). Campeche es un estado altamente biodiverso (CITA); sin embargo, afronta situaciones de deterioro ambiental ocasionadas por las actividades humanas como la creación de sitios de recreo y la infraestructura turística en el litoral.

Playa Norte se encuentra en el municipio de Carmen, Campeche. Es la principal playa recreativa de Isla del Carmen, se ubica en las coordenadas geográficas  $18^{\circ}43'54.3''$  N y  $91^{\circ}44'9.8''$  O. Playa Norte presenta un litoral estable formado de arenas medias y finas (**Figura 1**). Las características fisiográficas que conforman de manera general la playa son: ancho de playa promedio 36.64 m, altura de 3.93 m, presenta una cresta a los 10 m de distancia de la zona de dunas para posteriormente continuar con una pendiente, en esta se desarrollan actividades de recreo, motos acuáticas y bañistas, se puede acceder a ella desde embarcación menor. En promedio tiene una profundidad de 4 m con pendiente suave (SEMAR, 2010).



**Figura 1.-** Zona de estudio: Playa Norte, Campeche, México.

## RESULTADOS

### Incremento en el nivel del mar

Las mediciones del nivel del mar en la estación El Carmen, recopiladas y depuradas por Zavala (2009) muestran que el nivel del mar ha ascendido a una velocidad de 3.38 mm/año. En el lapso de 34 años entre 1956 a 1990 el nivel del mar en Ciudad del Carmen se elevó 11.42 cm, valor que coincide con el pronosticado mediante el modelo MAGICC (2009), el cual muestra valores de elevación del nivel del mar para esta época de 3.5 mm/año. En total los resultados obtenidos dieron de 8 cm para el año 2030, 13.5 cm para 2050, y 33 cm en el 2100 (Vázquez-Botello, et al., 2008; IPCC, 2007).

### Oleaje

Los resultados tienen la característica del oleaje en las proximidades de la costa en términos de probabilidad media de ocurrencia. Estos valores son útiles para el conocimiento de los peligros en la costa o como dato de entrada para una modelación hidrodinámica y/o morfodinámica adicional con la que obtener el peligro de erosión de la playa o inundación en la zona costera (Escudero *et al.*, 2013).

Las **Tablas 1 y 2** expresan el oleaje de manera anual y por estaciones respectivamente. En la que sobresalen de los datos anuales con condiciones para una altura de ola de 2.5 metros, un período de 10 segundos, y en una dirección de  $292.5^{\circ}$  una altura de ola en la costa de 2.5 metros esto para un periodo de retorno ( $T_r$ ) de 50 años, de manera general para las mediciones anuales los valores oscilan entre los 1.2 a los 2.5 metros.

En el caso de la altura de costa por estaciones las mayores se localizaron para las estaciones de verano e invierno, que localmente son conocidas como las épocas de lluvias que se presentan de los meses de julio a octubre y de nortes que se presentan en los meses de noviembre a febrero y algunas veces hasta el mes de marzo, la época más tranquila para la zona de Playa Norte y en general para toda la zona costera del estado de Campeche es la época de secas presentes en los meses de abril a junio.

**Tabla 1.-** Altura de ola en la costa de Ciudad del Carmen: Anual (tomados de Escudero *et al.*, 2013).

|   | Tr = 2 años   | Tr = 5 años   | Tr = 10 años  | Tr = 20 años  | Tr = 50 años  | Tr = 50 años  |
|---|---|---|---|---|---|---|
|   | <b>H = 2.5 m</b><br><b>T = 10 s</b><br><b>Dir = 292.5°</b><br><b>Mt= 0.1m</b> | <b>H = 2.5 m</b><br><b>T = 10 s</b><br><b>Dir = 292.5°</b><br><b>Mt= 0.1m</b> | <b>H = 2.5 m</b><br><b>T = 10 s</b><br><b>Dir = 292.5°</b><br><b>Mt= 0.1m</b> | <b>H = 2.5 m</b><br><b>T = 10 s</b><br><b>Dir = 292.5°</b><br><b>Mt= 0.1m</b> | <b>H = 2.5 m</b><br><b>T = 10 s</b><br><b>Dir = 292.5°</b><br><b>Mt= 0.1m</b> | <b>H = 2.5 m</b><br><b>T = 10 s</b><br><b>Dir = 292.5°</b><br><b>Mt= 0.1m</b> |
| <b>X =622608</b><br><b>Y =2065186</b><br><b>(UTM)</b> | 1.2 m   | 1.1 m   | 0.7 m   | 1.7 m   | 1.5 m   | 2.5 m   |

**Tabla 2.-** Altura de ola en la costa de Ciudad del Carmen: Estacional (tomados de Escudero *et al.*, 2013).

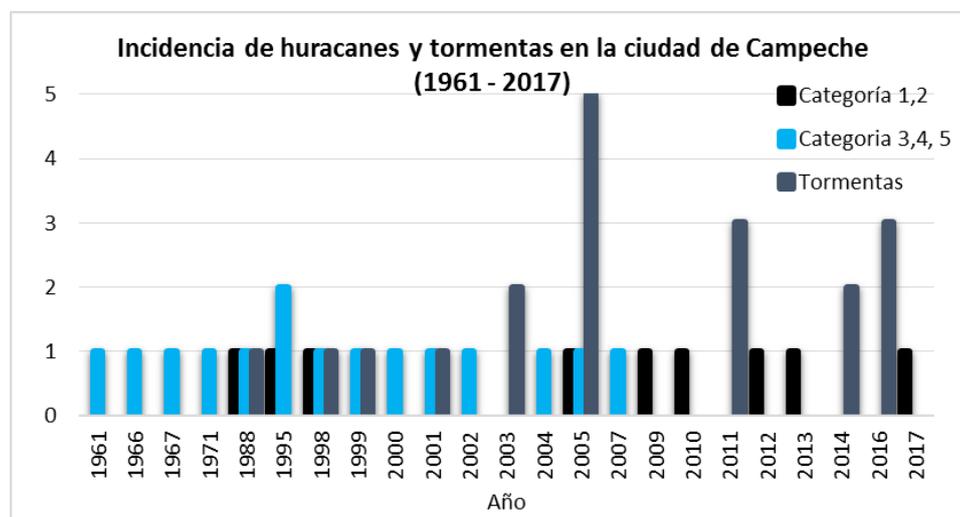
|   | Primavera  | Verano   | Otoño  | Invierno   |
|---|--|--|--|--|
|   | <b>H = 1.6 m</b><br><b>T = 8 s</b><br><b>Dir = 292.5°</b><br><b>Mt= 0.7m</b> | <b>H = 5 m</b><br><b>T = 8 s</b><br><b>Dir = 292.5°</b><br><b>Mt= 0.7m</b> | <b>H = 4 m</b><br><b>T = 8 s</b><br><b>Dir = 292.5°</b><br><b>Mt= 0.7m</b> | <b>H = 2.5 m</b><br><b>T = 8 s</b><br><b>Dir = 292.5°</b><br><b>Mt= 0.7m</b> |
| <b>X =622608</b><br><b>Y =2065186</b><br><b>(UTM)</b> | 0.5 m  | 2.2 m  | 0.7 m  | 1.0 m  |

### Incidencia y duración de tormentas

El análisis de la intensidad y frecuencia de tormentas, hasta 2007, mostro que estos fenómenos impactaban la zona cada 7 años. Sin embargo, a partir de 2009 el patrón antes mencionado se ha visto interrumpido. Por su parte, Los Nortes siguen presentando una periodicidad de 5 eventos por mes entre noviembre y febrero (**Figura 2**).

Para un registro de 56 años el estado ha sido afectado por diversos huracanes; sin embargo, los que mayor impacto han causado son los huracanes Inés en 1966, Edith en 1971, Gilberto en 1988, Opal y Roxana en 1995, Isidoro en el 2002 y Stan en el 2005.

De acuerdo con la **Figura 2**; en el período de 1961 al 2007 los huracanes de categoría 3 o mayor se presentaban continuamente; sin embargo, para el periodo de 2009 al 2017 este patrón se vio modificado con la mayor presencia de tormentas tropicales y los huracanes con intensidad de 2 o menores.



**Figura 2.-** Eventos extremos que impactaron el estado de Campeche en el período de 1961 al 2017.

### Erosión y Acreción

Los mayores valores de desplazamiento de línea de costa se encontraron entre los 190 m de erosión y 80 m de acreción.

De acuerdo con la metodología de Torres *et al.*, (2010), los períodos máximos de erosión ocurrieron para el período de 1995 al 2002; en donde la erosión hacia tierra fue de más de 190 m. Para el periodo de acreción, que de acuerdo con las manifestaciones de impacto ambiental para Playa Norte coincide en rellenos artificiales de arena para una longitud hacia mar de más de 80 m (Figura 3).

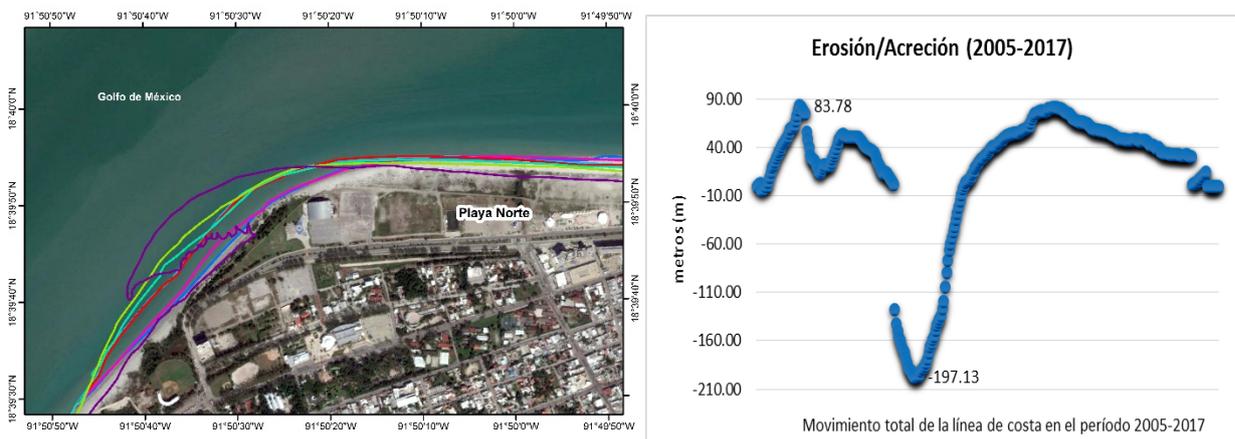


Figura 3.- Eventos extremos que impactaron el estado de Campeche en el período de 1961 al 2017.

### Cambio de uso de suelo

Con respecto a Cambio de Uso de suelo, Se localizaron tres tipos de uso de suelo Agricultura, Vegetación mixta y Asentamientos humanos, de los cuales la agricultura y vegetación mixta en conjunto han presentado pérdidas totales. Los cambios de uso de suelo fueron principalmente en el crecimiento de asentamientos humanos, para el año 1997 el uso de suelo de zona urbana pertenecía en un 30% del total, vegetación mixta representaba el 5% y la agricultura en un 65 % (Figura 4a). Para el período de 2001 el uso de suelo dedicado a la agricultura cambió al 0% que de acuerdo con los censos de población y vivienda del INEGI (2010) fueron asentamientos humanos conocidos como invasiones que aprovecharon el desplante de los cultivos en esas zonas y en poco tiempo (4 años) fueron ganando territorio hasta conseguir los servicios básicos como agua y luz; para este mismo año la zona urbana creció en un 92 % mientras el uso de suelo de vegetación mixta se conservaba en un 8%. Para los años 2005 al 2013 la población pasó a ser un uso de suelo del 100%. En la Figura 4b se observa el comportamiento del cambio de suelo para la zona de Playa Norte.

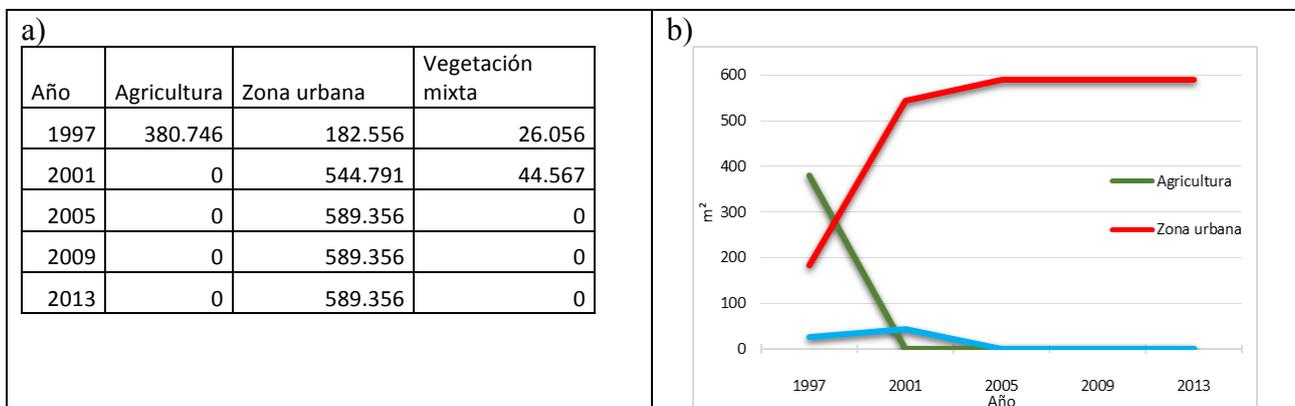


Figura 4.- Cambio de uso de suelo para el periodo de 1997 al 2013 (intervalos de 4 años).

## Desarrollo de infraestructura y obras de protección costera

De acuerdo con las bases de datos analizadas y las imágenes digitales estudiadas (2004, 2005, 2014 y 2016) el total de viviendas dentro de la zona de Playa Norte se encuentran en las 6000 viviendas, con una población total de 8280 habitantes. En las zonas destinadas a la recreación (campos deportivos, restaurantes, zonas para nadar, malecón, entre otras) se cuenta con un área de 30 hectáreas y de las estructuras costeras solo se encontró una de gran importancia 1 puerto de navegación mayor pertenencia a la Administración Portuaria Integral del estado de Campeche (APICAM). Todas las características antes mencionadas tienen un efecto directo sobre la costa y por ende sobre los ecosistemas costeros que son los principales afectados en el proceso de opresión costera.

## Medición de la opresión costera

Finalmente, se identificó que, de todas las variables evaluadas, el factor detonante de opresión costera en Paya Norte es el desarrollo de infraestructura de protección y los asentamientos humanos debido a que causan la modificación de la dinámica hidrosedimentaria, especialmente erosión.

Los resultados de este estudio subrayan la necesidad de implementar herramientas de manejo costero que en combinación con obras ingenieriles puedan tener un equilibrio ecosistémico sin omitir el desarrollo económico y productivo de una población. Una alternativa es el diseño de infraestructura verde para la protección de la costa y evitar su rigidización.

La interacción de las variables antes descritas llevo a la obtención del índice de opresión costera que se presenta a en la **Figura 5**. En la zona de estudio se encontró que Playa Norte tiene una opresión costera de intensidad media.



Figura 5.- Opresión costera para la zona de Playa Norte.

## DISCUSIÓN

Los resultados obtenidos servirán para proponer diferentes alternativas que consideren tanto a los ecosistemas costeros como las actividades económicas clave para las poblaciones ubicadas en la zona de estudio afectadas por la opresión costera. Además, se espera que la metodología aquí desarrollada sea aplicable en otras zonas costeras con características similares.

Si se considera que la topografía de la zona litoral del Golfo de México es prácticamente plana, cualquier cambio, por pequeño que sea, en el nivel del mar, involucra una amplia extensión al interior de la zona continental, haciendo vulnerable a todas estas áreas ante los eventos climáticos, hidrológicos y marinos prevalecientes.

La erosión costera ha provocado la reducción de playas, el avance de la línea de costa hacia el continente, la pérdida de playas, la pérdida de ecosistemas, la destrucción de playas de anidación de tortugas marinas, la intrusión salina, y cambios en la batimetría y morfología costera, entre otros problemas, provocando un impacto en obras civiles como carreteras, líneas eléctricas, casas habitación, e infraestructura petrolera.

## CONCLUSIONES

Los ecosistemas costeros tienen características propias que resultan de procesos físicos y morfológicos de cada zona geográfica; por lo tanto, la cuantificación del proceso de opresión costera será en base a las condiciones morfológicas de cada sitio. Por lo anterior, la opresión costera es un problema en las costas mundiales en donde los países necesitan manejar sus costas, incluyendo la identificación de la opresión costera, porque son dependientes de los servicios provistos por los ecosistemas costeros, al no contar con un capital suficiente para reponer todas las pérdidas materiales que el proceso de opresión costera pudiera ocasionar.

## REFERENCIAS

- Black and Veatch** (2006). Coastal squeeze study, *Issue 2. Report produced for the Environment Agency*, 30pp + appendices. August 2006.
- Brommer, M.B. y Bochev-van der Burgh, L.M.**, (2009). Sustainable coastal zone management: A concept of forecasting long-term and large-scale coastal evolution. *Journal of Coastal Research*, 25(1): 181-188.
- CERC**, (2000). *Coastal Engineering Manual*. US Army Corps of Engineers, Virginia, MA.
- Doody, J.P.** (2004). Coastal squeeze – an historical perspective. *Journal of Coastal Conservation*, 10, 129-138
- Dugan, J.E., Defeo, O., Jaramillo, E., Jones, A.R., Lastra, M., Nel, R., Peterson, C.H., Scapini, F., Schlacher, T., Schoeman, D.S.**, (2010). Give beach ecosystems their day in the sun. *Science* 329, 1146.
- Mireille Escudero Castillo, Rodolfo Silva Casarín, Edgar Mendoza Baldwin y Gregorio Posada Vanegas** (2013). Oleaje. *Peligros Naturales en el Estado de Campeche. Cuantificación y Protección Civil*. 2016 p.
- INEGI**, (2001). XII Censo General de Población y Vivienda 2000. Síntesis de resultados.
- IPCC: Climate change** (2007). The physical science basis: Contribution of Working Group I to the Fourth Assessment Report of the IPCC. pp. 333. *Cambridge University Press*: Cambridge, UK ([https://www.ipcc.ch/publications\\_and\\_data/publications\\_ipcc\\_fourth\\_assessment\\_report\\_wg1\\_report\\_the\\_physical\\_science\\_basis.htm](https://www.ipcc.ch/publications_and_data/publications_ipcc_fourth_assessment_report_wg1_report_the_physical_science_basis.htm))
- PED-Campeche (Pla Estatal de Desarrollo de Campeche)**. (2015). Gobierno del estado de Campeche. *Comité de Planeación para el Desarrollo del Estado (COPLADE)*. Edición: Secretaría de Planeación. Impreso en México. 136 p. [www.campeche.gob.mx](http://www.campeche.gob.mx)
- Pontee, N.** (2013). Defining coastal squeeze: a discussion. *Ocean and Coastal management*. 84. 204-207pp.
- Sarukhán, J. et al.**, (2009). Síntesis. Conocimiento actual, evaluación y perspectivas de sustentabilidad, Capital natural de México.
- Schleupner, C.**, (2008). Evaluation of coastal squeeze and its consequences for the Caribbean island Martinique. *Ocean & Coastal Management* 51 (5), 383e390.
- SEMAR**, (2010). Isla del Carmen, Campeche. 19 pp.
- Silva, R. et al.**, (2008). Atlas de Clima Marítimo de la Vertiente Atlántica Mexicana.

**Silva, R. et al.**, (2014). Caracterización de la zona costera y planteamiento de elementos técnicos para la elaboración de criterios de regulación y manejo sustentable. *UNAM/SEMARNAT*. ISBN: 978-607-02-6287-6.

**Torres Rodríguez, V., A. Márquez García, A. Bolongaro Crevenna, J. Chavarria Hernández, G. Expósito Díaz y E. Márquez García**, (2010). Tasa de erosión y vulnerabilidad costera en el estado de Campeche debidos a efectos del cambio climático, p. 325-344. En: A.V. Botello, S. Villanueva-Fragoso, J. Gutiérrez, y J.L. Rojas Galaviz (ed.). *Vulnerabilidad de las zonas costeras mexicanas ante el cambio climático*. Semarnat-ine, unam-icmyl, Universidad Autónoma de Campeche. 514 p.

**van Rijn, L.**, (1998). Principles of coastal morphology. *Aqua Publications*, The Netherlands.

[Vector de Fondo creado por 0melapics](https://www.freepik.es/vector-gratis/textura-de-piedra-cartoon_976364.htm)

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

**ESTUDIO NUMÉRICO DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS  
EN EL SUR-OESTE DE BAJA CALIFORNIA SUR, MÉXICO**

***Geovanni González Ramírez, Edgar Mendoza Baldwin y Rodolfo Silva Casarín***

*Coordinación de Hidráulica, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México. Circuito Escolar s/n, Edificio 5, Ciudad Universitaria, C.P. 04510, Coyoacán, México. Tel.: +52(55)56233600 ext 8633.  
GGonzalezR@iingen.unam.mx, EMendozaB@iingen.unam.mx, RSilvaC@iingen.unam.mx*

**RESUMEN:**

En la zona Sur-Oeste de Baja California Sur, México; las actividades económicas, la población y la infraestructura costera se centran en la gran demanda turística en sus playas de arena. El proceso natural y las intervenciones humanas en las costas, pueden modificar su geomorfología. Por lo tanto, es necesario conocer el transporte de sedimentos en esta área de estudio. Con el propósito de desarrollar metodologías y herramientas para mitigar el proceso de erosión. Es importante identificar la fuente de sedimentos de las Cascadas de Arena Submarinas, únicas en la costa del Océano Pacífico.

En este trabajo se presenta la modelación numérica de los diversos factores hidrodinámicos que afectan el transporte de sedimentos, utilizando el programa DELFT 3D, con el fin de verificar y comprender el flujo, las fuentes y los sumideros de sedimentos en el área de estudio. Los resultados indican que en la península de Baja California Sur, la dirección del transporte de sedimentos es de noroeste a suroeste, así como los efectos de difracción y refracción del oleaje, ayudan a la movilidad del sedimento de la región, por eso, una mala decisión de la infraestructura turística puede modificar el transporte de sedimentos, y en consecuencia a las Cascadas de Arena Submarina.

**ABSTRACT:**

The South-West of Baja California Sur, Mexico; the economic activities, population and coastal infrastructure is focus on the high tourist demand, in particular on the sandy beaches. Natural process and human interventions on the shorelines, modify their geomorphology. Therefore, it is necessary to know the sediment transportation in this study area. With the purpose for develop methodologies and tools to mitigate the process of erosion. Is important to identify the source of sediments of the Cascadas de Arena Submarinas, unique on the Pacific Ocean.

This study, present numerical modeling of different hydrodynamic factors that affect the sediment transportation. We use the software DELFT 3D, in order to verify and understand the direction of the flow, the sources and sediment sinks on the study area. The results indicate for the peninsula of Baja California Sur the direction of sediment transportation is from northwest to the southwest, as well as the effects of diffraction and refraction of the waves, help the mobility of the sediment of the region, for that, a bad making decision of touristic infrastructure modify the sediment transport, and in consequences the Cascadas de Arena Submarinas.

**PALABRAS CLAVES:** Transporte de sedimentos, morfología, oleaje

## INTRODUCCIÓN

En la zona costera Sur-Oeste de Baja California Sur, México, se encuentran sitios de alta demanda turística, que en los últimos años se ha presentado un aumento en el número de visitantes a esta zona (INEGI, 2016), lo que es de vital importancia para la economía mantener las playas en condiciones de equilibrio, por lo anterior es necesario conocer los factores que favorezcan el transporte de sedimentos, para tener afectaciones morfológicas mínimas para mantener la estabilidad en las playas de la zona.

Uno de los sitios más importantes en esta zona por su relevancia económica, al igual que por su gran atractivo natural y turístico, es Cabos San Lucas. Donde se encuentra uno de los mayores referentes naturales, las Cascadas de Arena Submarinas, únicas en la costa del Océano Pacífico y que están localizadas dentro del polígono del “Área Natural Protegida de Flora y Fauna de Cabos San Lucas” por el gobierno federal. Y han sido nombradas desde el 2005 como patrimonio natural de la humanidad por la Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la Cultura (UNESCO) (WHSN, 2005). Que en los últimos años se ha observado una disminución significativa en la cantidad de arena que pasa por estas cascadas submarinas, lo cual ponen en peligro la existencia de estas.

Pocas han sido las investigaciones realizadas con el propósito de dar explicación al fenómeno natural que son las cascadas submarinas y su posible relación con procesos físicos, ecológicos y costeros. No existe una caracterización dinámica de los sedimentos que corren por la cascada. Por lo cual es importante conocer cuáles son los procesos existentes con un mayor aporte en el transporte de sedimentos de esta zona. Según estudios realizados por (Murillo-Jiménez, 2007) sobre las fuentes de sedimentos de alguna de las playas importantes de Baja California Sur, nuestra zona de estudio está influenciada por la dinámica asociada con el Océano Pacífico, dominado en gran medida por el transporte litoral del noroeste.

La investigación aquí planteada, tiene como objetivo aplicar una herramienta numérica para verificar y comprender el flujo (Velocidades y direcciones), las fuentes y los sumideros de sedimentos en la zona costera del Suroeste de Baja California Sur. Además, identificar las fuentes principales que aportan sedimento a las cascadas de arena submarinas. Lo anterior con el fin de obtener una herramienta que sea considerada para las bases de las políticas de conservación y monitoreo para los tomadores de decisión y las autoridades correspondientes al ordenamiento territorial. Finalmente tener un equilibrio entre los procesos dinámicos naturales de la costa y la economía de la zona turística del Noroeste de Baja California Sur.

Los factores morfodinámicos principales que fueron analizados se centran en aquellos que modifican el transporte de sedimentos, principalmente el oleaje, la marea y la descarga de los arroyos de la región en temporada de tormentas. El software utilizado de uso libre es el DELFT 3D, en sus módulos FLOW y WAVE (Deltares, 2014).

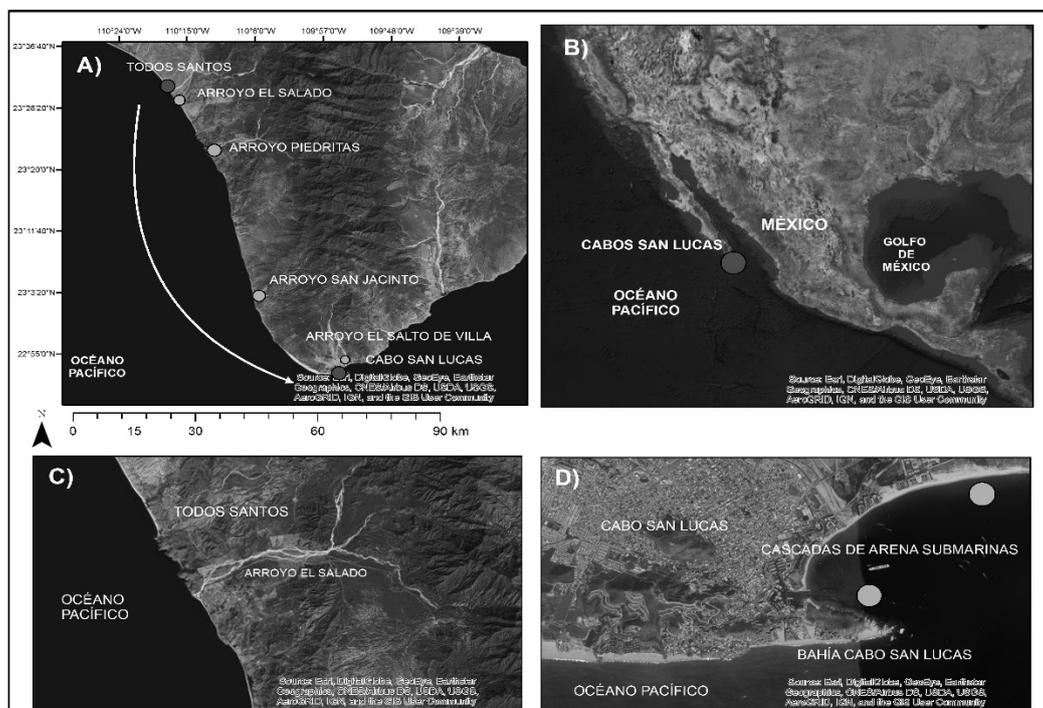
## ZONA DE ESTUDIO

La zona de estudio se localiza al Suroeste de Baja California Sur, México. Compreendida desde la localidad de Todos Santos hasta Cabos San Lucas. Ubicada entre las coordenadas  $23^{\circ}26'49.42''$  y  $22^{\circ}53'30.05''$  de latitud norte, y las coordenadas  $110^{\circ}13'35.72''$  y  $109^{\circ}55'01.19''$  de longitud oeste. Limita al Oeste y Sur por el Océano Pacífico, al Este por el Golfo de California y al Norte por Baja California Norte. El área de estudio cuenta con una longitud costera de aproximadamente 70 km (Figura 1).

En la zona de estudio esta Cabos San Lucas, que es un cabo que alcanza los 88 m de altura, que cuenta con la presencia de una faja de playa arenosa, al oeste del cabo se presenta un arco rocoso con paredes verticales de hasta 67 m de altura, a unos 30 m de distancia hacia el Este se localiza una promontorio rocoso de 2.6 m de altura, cerca del Cabo se encuentra la presencia de cañones submarinos, que da pie a las cascadas de arena submarinas. El cañón de la bahía de Cabos San Lucas, inicia desde una profundidad de 10 a 15 m y corre paralelo a la costa sur, sale de la bahía y desemboca a la porción central de lado Oeste de la boca del Golfo de California a una profundidad de más de 2,000 m (Silva, 2015).

Dentro de la zona de estudio existen arroyos transitorios, de los cuales solo cuatro de ellos son considerados en este estudio, debido a que son los de mayor longitud y descargan un gasto importante en temporada de lluvias, como son: El Salado, Piedritas, San Jacinto y Salto de Villa.

Existen trabajos sobre la geología de la región descritos por (Schaaf, 2000) en los que se destacó las formaciones de granitoides no deformados en la zona de Cabos San Lucas; la costas de la zona de estudio es una sucesión de playas de arena y farallones rocosos sin vegetación, las playas se encuentran respaldadas por colinas áridas que van de los 60 hasta los 240 m de altura.



**Figura 1.-** Zona de estudio. A) Transporte de sedimentos y localización de Arroyos de estudio, B) localización General C) Todos Santos, D) Cabos San Lucas y localización de Cascadas de Arena Submarinas.

## METODOLOGÍA

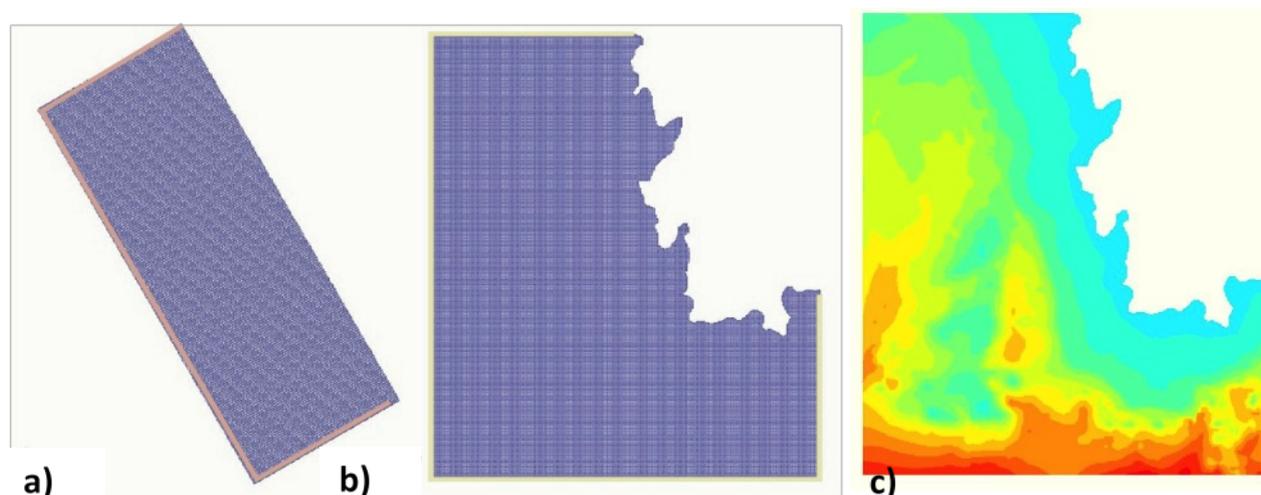
Se realizaron simulaciones por medio del software libre DELFT 3D, que es un sistema de modelos numéricos que pueden ser acoplados para la simulación de flujos hidrodinámicos, generación y propagación de oleaje, cambios morfológicos, entre otros parámetros. Este software está compuesto por un conjunto de módulos, que pueden ser ejecutados de manera independiente o en combinación con otros. Para este estudio se utilizaron los módulos FLOW y WAVE (Deltares, 2014).

El módulo DELFT 3D-FLOW es un programa de simulación hidrodinámica multidimensional que calcula el flujo no estacionario y el fenómeno de transporte que resulta de

distintos forzamientos dentro de una malla rectilínea o curvilínea con fronteras establecidas. En este módulo obtuvo la variabilidad en la marea. El módulo DELFT 3D-WAVE es utilizado para simular la evolución del oleaje, tanto el generado por el viento localmente, como el alimentado en las fronteras del modelo; calcula la propagación de oleaje, disipación e interacciones lineales base a los parámetros de batimetría, campos de vientos, nivel de agua y campos de corrientes (Deltares, 2014). En este módulo se calculó la propagación del oleaje en la zona de estudio.

El dominio del modelo se realizó por medio de la topo batimetría de la zona, el cual fue extraída de la carta náutica de la región (Agency Hydrographic, 1980) georreferenciada mediante el software ArcGis(Esri,2017) y obteniendo la base de puntos de AutoCAD (Autodesk, 2015). Para posteriormente generar un archivo GRD, el cual se extrajo los puntos X, Y, Z con ayuda del programa dx2fxyz (Guthrie CAD/GIS, 2017) que genera una serie de puntos en los tres ejes coordenados. A diferencia de otros paquetes computacionales que generan condiciones hidrodinámicas, DELFT 3D toma los valores positivos de la Z (profundidad) como puntos batimétricos y los negativos como puntos topográficos (elevación).

El método numérico implementado por DELFT 3D está basado en un esquema de diferencias finitas. Para discretizar en el espacio las ecuaciones 3D de aguas someras, el área a modelar es cubierta por una malla que puede ser rectangular, esférico o curvilínea. Para este estudio se usaron mallas rectangulares con las siguientes características: para oleaje la resolución espacial fue de 200x200 m; para la marea 200x400 m girada a 30° (Figura 2a) y para el análisis con puntos de descarga la malla fue de 100x100 m. Todas las mallas fueron generadas por la herramienta RGRGRID de DELFT 3D. Para el módulo WAVE en el que se requiere más recurso computacional, se acorto la zona de tierra hasta la línea topográfica de 200m (Figura 2b). Posteriormente se unieron la malla con la topo batimetría por medio de QUICKIN de la sección GRID del DELFT 3D y se realiza una interpolación espacial, para lograr la máxima correlación entre la batimetría numérica y los puntos de datos batimétricos conocidos. (Figura 2c).



**Figura 2.-** Mallas de cálculo. a) Malla de 200x400 m de resolución para el módulo FLOW b) Malla de 200x200 m de resolución para el modulo WAVE c) Topo batimetría con malla QUICKIN.

### Condiciones de frontera e iniciales

Para el módulo FLOW se emplearon 3 fronteras abiertas al norte, sur, este, empleando fronteras Water level con pendiente cero. Mientras que para el WAVE se usaron 4 fronteras abiertas, norte, este, sur y oeste con los estados de mar.

Como condiciones iniciales para el módulo FLOW se usó: la rugosidad de Manning de 0.023, nivel de agua y velocidades cero. Como constantes, la gravedad de 9.81 m/s<sup>2</sup> y densidad de

1025 kg/m<sup>3</sup>. El tiempo de calentamiento se observó de 10 hrs, la modelación de marea astronómica se realizó del 7 de noviembre de 2017 al 7 de diciembre de 2017 con un paso de tiempo de 0.5 minutos.

Mientras que para el modulo WAVE se utilizaron los datos de descripción del oleaje (Tabla 1), altura significativa (Hs), periodo pico (Tp) y dirección del oleaje que incide en la zona de estudio, los cuales se obtuvieron de (Silva, 2008) y se seleccionó el espectro JONSWAP.

**Tabla 1.-** Parametros de simulación oleaje.

| <b>H<sub>s</sub></b><br>[m] | <b>T<sub>p</sub></b><br>[s] | <b>Dirección</b> |
|-----------------------------|-----------------------------|------------------|
| 0.6                         | 10                          | W                |
| 0.8                         | 11                          | NW               |
| 1                           | 12                          | SE               |

Se realizaron varios casos de simulación para oleaje utilizando el modulo WAVE, con base a la combinación de las características del oleaje presentados en la Tabla 1. Representando así condiciones normales y de tormenta de la zona de estudio.

Al igual, se hicieron simulaciones con puntos de descarga de los arroyos en el módulo FLOW, en el cual debido a que en la zona se presentan arroyos transitorios, se calcularon gastos picos Q asociados a periodos de retorno de 5, 10, 20 y 50 años. Los arroyos de mayor longitud de la zona de estudio que son: El Salado, Piedritas, San Jacinto y Salto de Villa, presentados en la Tabla 2. Los cuales fueron calculados mediante datos de precipitación proporcionados por el Servicio Meteorológico Nacional Mexicano (SMN, 2018) y datos de isoyetas de intensidad de lluvia con periodos de retorno, emitidos por la Secretaria de Comunicaciones y Transportes de México (SCT-DGST, 2010)

**Tabla 2.-** Gastos asociados a periodos de retorno.

| <b>Arroyo</b>  | <b>Q</b><br>[m <sup>3</sup> /s]<br><b>5 años</b> | <b>Q</b><br>[m <sup>3</sup> /s]<br><b>10 años</b> | <b>Q</b><br>[m <sup>3</sup> /s]<br><b>20 años</b> | <b>Q</b><br>[m <sup>3</sup> /s]<br><b>50 años</b> |
|----------------|--|---|---|---|
| El Salado      | 85   | 265   | 319   | 394   |
| Piedritas      | 73   | 190   | 214   | 254   |
| San Jacinto    | 38   | 134   | 148   | 178   |
| Salto de Villa | 35   | 112   | 135   | 156   |

## RESULTADOS

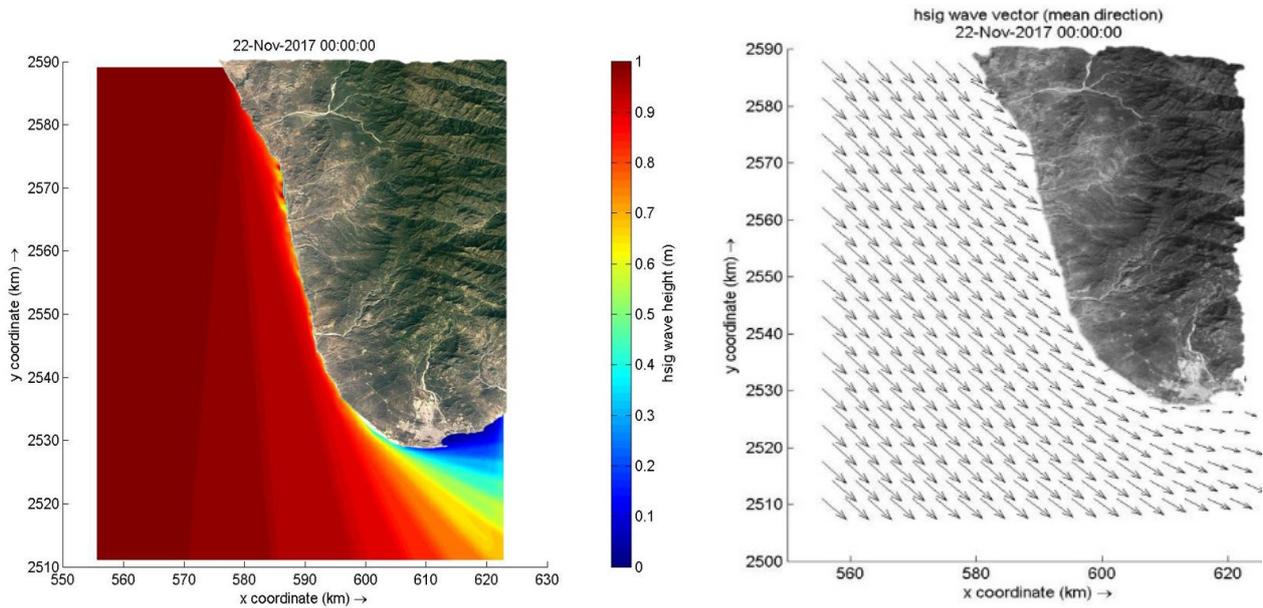
### OLEAJE

Los resultados obtenidos de las simulaciones de oleaje, en diferentes direcciones de propagación se presentan a continuación.

La simulación con parámetros de entrada de oleaje en dirección NW, Hs =1m, Tp= 10s. Se observa que las líneas de corriente presentadas inciden de manera más directa a la costa oeste, teniendo un mayor impacto a la zona de Todos Santos, lo que propiciara una remoción de sedimento de norte a sur (Figura 2). Al final de la península de Baja California, ocurre disminución en la altura de oleaje, debida a la difracción que se presenta en esta zona, ocasionado al cambio de

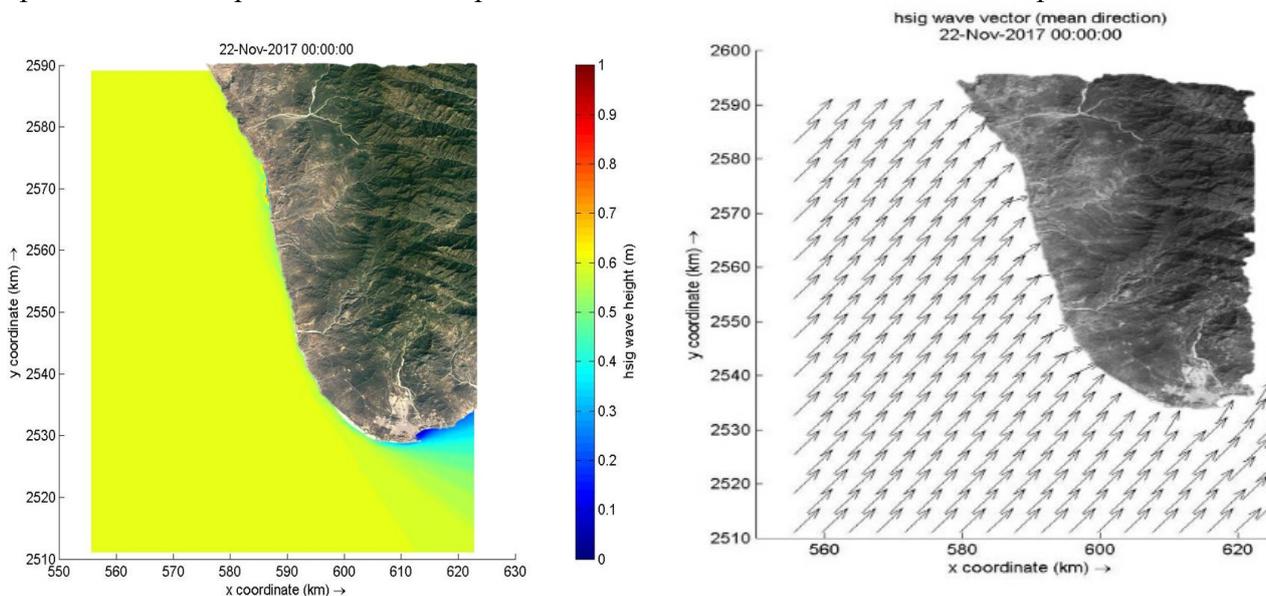
orientación del oleaje, lo cual provoca una pérdida de energía y así una acumulación importante de sedimento en esta zona, donde se encuentra la playa de Faro Viejo.

El oleaje en esta dirección, tiene una incidencia menor en la bahía de Cabo San Lucas; debido a la difracción ocurrida al oeste, el oleaje llega con una altura muy menor de aproximadamente 0.2 m.



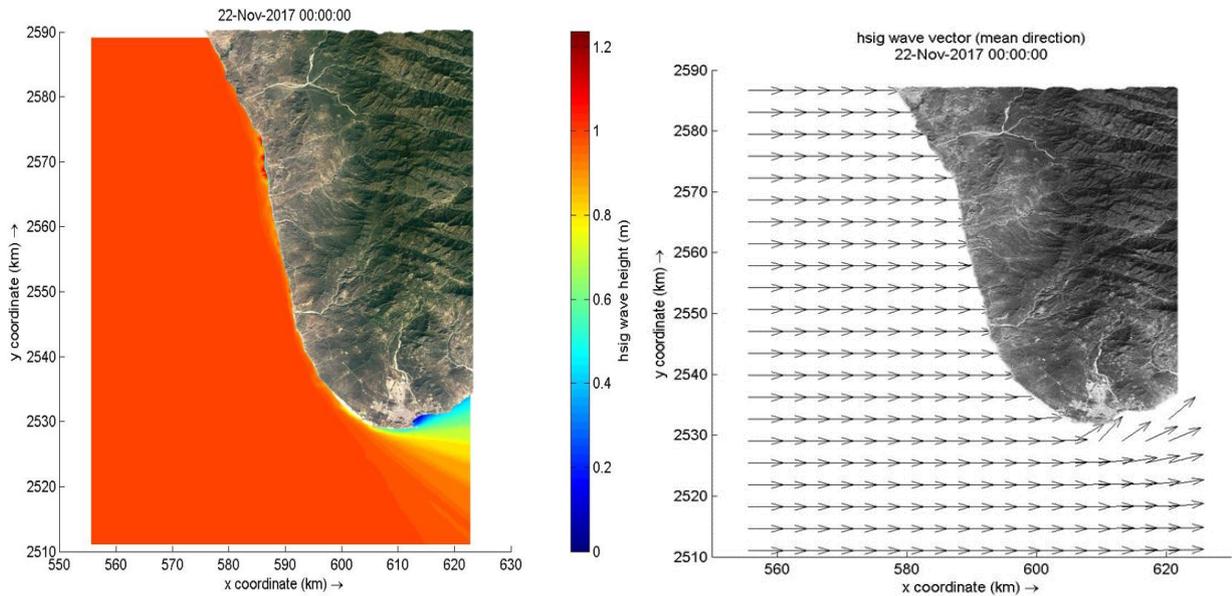
**Figura 3.-** Oleaje NW ( $H_s=1$  m,  $T_p=10$ s)

En la simulación con parámetros de entrada de oleaje en dirección SW,  $H_s=0.6$  m,  $T_p=10$ s. Se tiene un mayor impacto en la parte sur que en la parte oeste (Figura 3). Lo cual propicia a que exista un transporte de sedimentos local en la zona sur, donde se encuentra localizada la bahía de Cabos San Lucas; y este transporte solo sería en las playas como Faro Viejo que son las que están en la punta de la península de Baja California. Debido a que el oleaje tiene mayor energía en esta dirección SW, que en la dirección NW, debido a que la difracción es poco significativa, solamente se observa solamente disminución en la  $H_s$  en la entrada de la bahía y en la costa de la parte sur de la península. En la parte oeste el transporte de sedimento se considera de menor aporte.



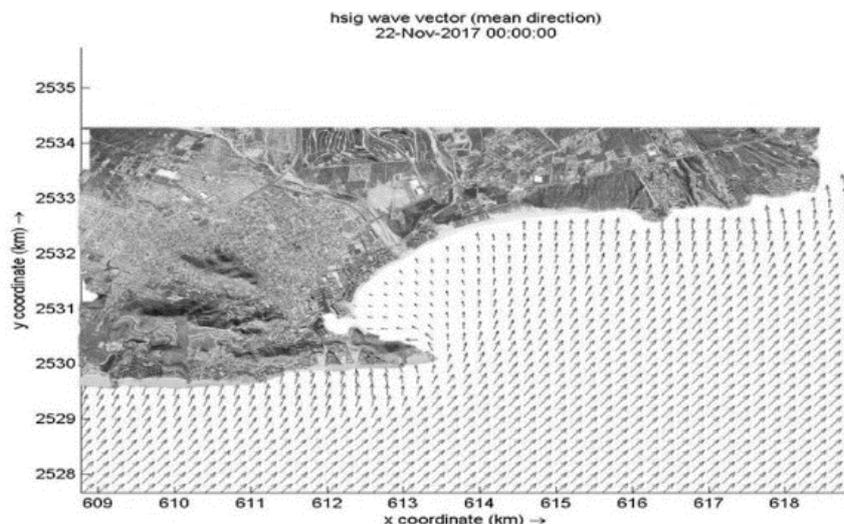
**Figura 4.-** Oleaje SW ( $H_s=0.6$  m,  $T_p=10$ s)

La simulación con parámetros de oleaje en dirección W,  $H_s=1\text{m}$ ,  $T_p=10\text{s}$ . Es la dirección que más propagación e incidencia del oleaje tiene dentro de la zona oeste (Figura 5), de Todos Santos hasta Faro Viejo, debido a que su incidencia es de manera normal a la costa, podría propiciar erosión en las playas y tener una captura de sedimento en el mar, que posteriormente podría ser depositada en alguna de las playas de la zona. A comparación con la dirección NW, la propagación W incide de manera menor en la bahía de Cabos San Lucas y la difracción es de menor escala que la NW, lo que podría propiciar de igual forma la acumulación de sedimento en la parte de Faro viejo, pero ocasionar un mayor impacto y perjudicar a playas oeste debido a la erosión.



**Figura 5.- Oleaje W ( $H_s=1\text{m}$ ,  $T_p=10\text{s}$ )**

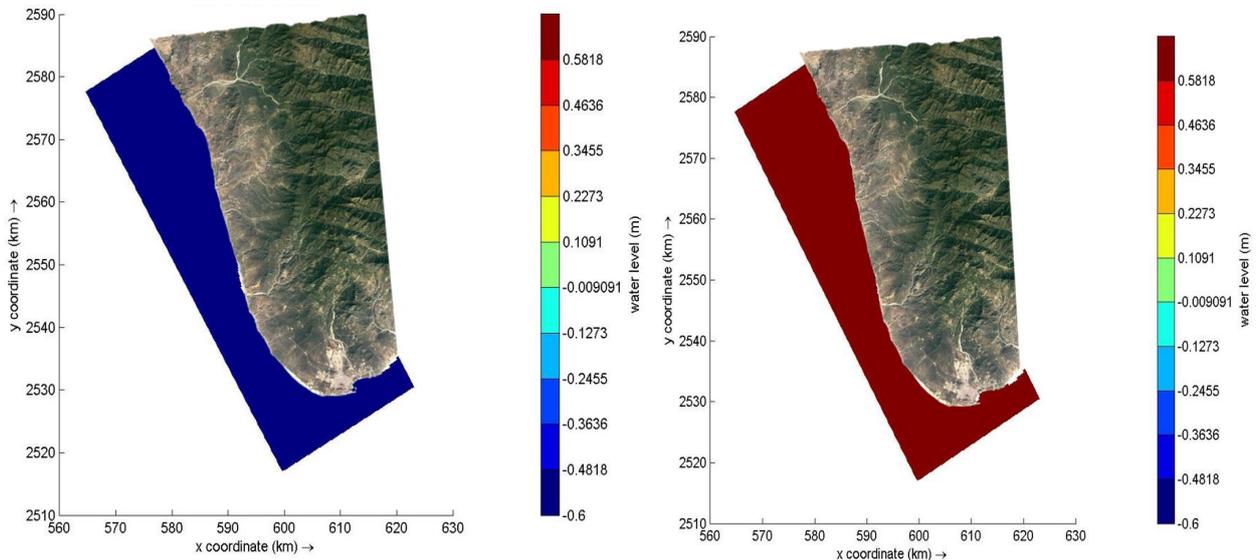
Una característica importante de la comparación de los tres escenarios de dirección de oleaje (NW, W y SW). Es suponer que la dirección SW remueve el sedimento y es depositado en la zona de Faro Viejo por oleaje NW y W. Además, la bahía de Cabo San Lucas bajo condiciones de corrientes por oleaje en dirección SW (Figura 6). Presenta cambios en la punta (extremo sur de la bahía) que es capaz de transportar el sedimento y depositarlo en ella, como resultado un mayor abastecimiento de sedimento en las cascadas de arena submarinas.



**Figura 6.- Oleaje SW, Bahía de Cabos San Lucas.**

## MAREA

El rango mareal calculado a partir de las simulaciones descritas en párrafos anteriores, cuya duración fue de un mes, obtuvo el registro de pleamar media superior de 0.57 m y bajamar media inferior de -0.6 m (Figura 7), al igual que una pleamar media de 0.26 y un nivel de media marea de -0.1 aproximadamente. Que, en comparación a los registros existentes de la zona coinciden, ya que se presentan pleamar y bajamar del orden de los resultados de la simulación. De acuerdo con la clasificación de Hayes (1979) se puede catalogar a la marea resultante como mesomareal bajo.



**Figura 7.-** Nivel de pleamar media superior (izquierda), bajamar media inferior (derecha).

## DESCARGA DE ARROYOS

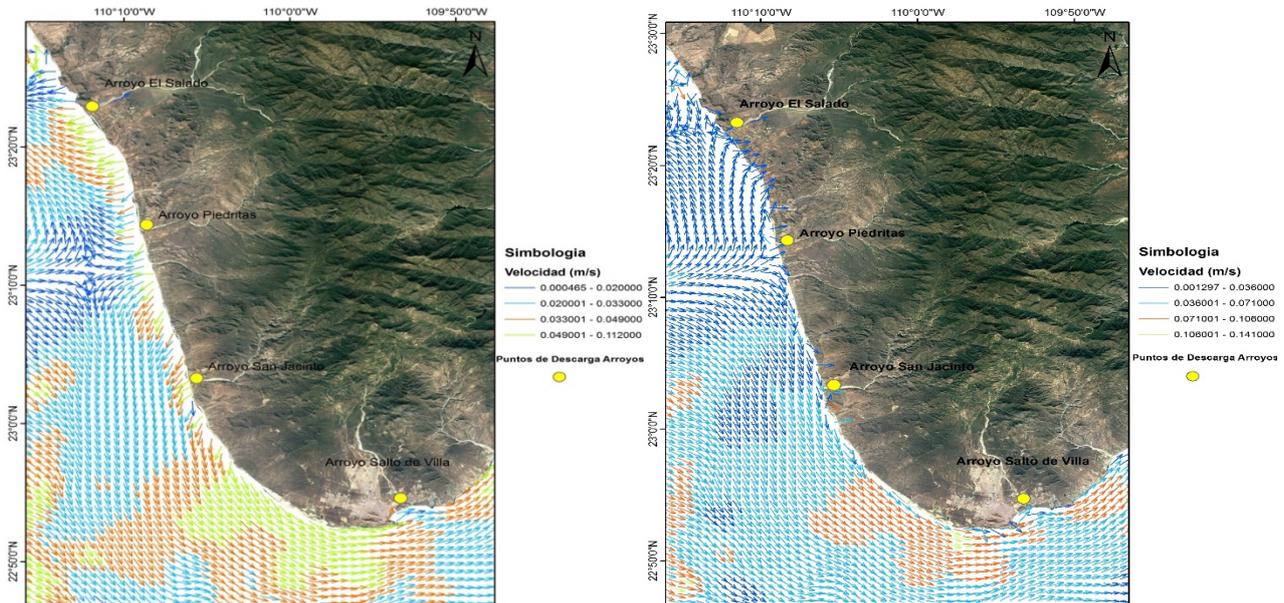
Como se describió en párrafos anteriores, se realizaron simulaciones considerando la descarga de algunos de los arroyos transitorios de la zona de estudio, ya que estos presentan una acumulación de arenas en su interior que, ante posibles tormentas, puedan proporcionar de sedimento a las playas donde se encuentra su desembocadura, por lo tanto se añadió a los puntos de descarga, un gasto asociado a precipitación con un periodo de retorno (5, 10, 20 y 50 años). En los resultados se presentan solo intervalos de tiempo del nivel de pleamar media superior y bajamar media inferior. Como se muestran a continuación:

Periodo de retorno de 5 años.

En las simulaciones de marea-descarga de arroyos para un gasto asociado a una precipitación de periodo de retorno de 5 años (Figura 8), se observa que en la zona de desembocadura de los arroyos hacia el mar se presenta velocidades de 0.03 a 0.05 m/s, estas ocurridas por las propias corrientes de descarga del arroyo; pero también al fenómeno de rotura del oleaje en la costa. En la zona próxima al arroyo Piedritas, se localiza una corriente, que esta a su vez debido a la refracción y corrientes de retorno, provoca que exista un desvío de corriente hacia el norte y al sur, ocasionando un aumento en la velocidad. Presentando velocidades entre 0.033 y 0.049 m/s de la corriente con dirección al norte y de entre 0.02 y 0.030 m/s de la del sur, tanto en pleamar media superior y bajamar media inferior.

Se denota que en la parte final de la península de Baja California, se presenta la mayor velocidad de aproximadamente 0.07 y 0.11 m/s en bajamar y de 0.06 y 0.22 m/s pleamar. Lo cual al comparar con los resultados de oleaje, en esta misma zona ocurre la disminución en la altura del

oleaje debido a la difracción, lo que provoca que se tenga una mayor velocidad, dado que se pierde energía potencial y aumenta la energía cinética del oleaje. Este aumento en la velocidad del oleaje puede favorecer en la captura de sedimento, que posteriormente puede ser depositado en playas entre Faro viejo y Cabos San Lucas. También se presentan velocidades máximas en zonas más someras, como las presentadas en la zona SW.



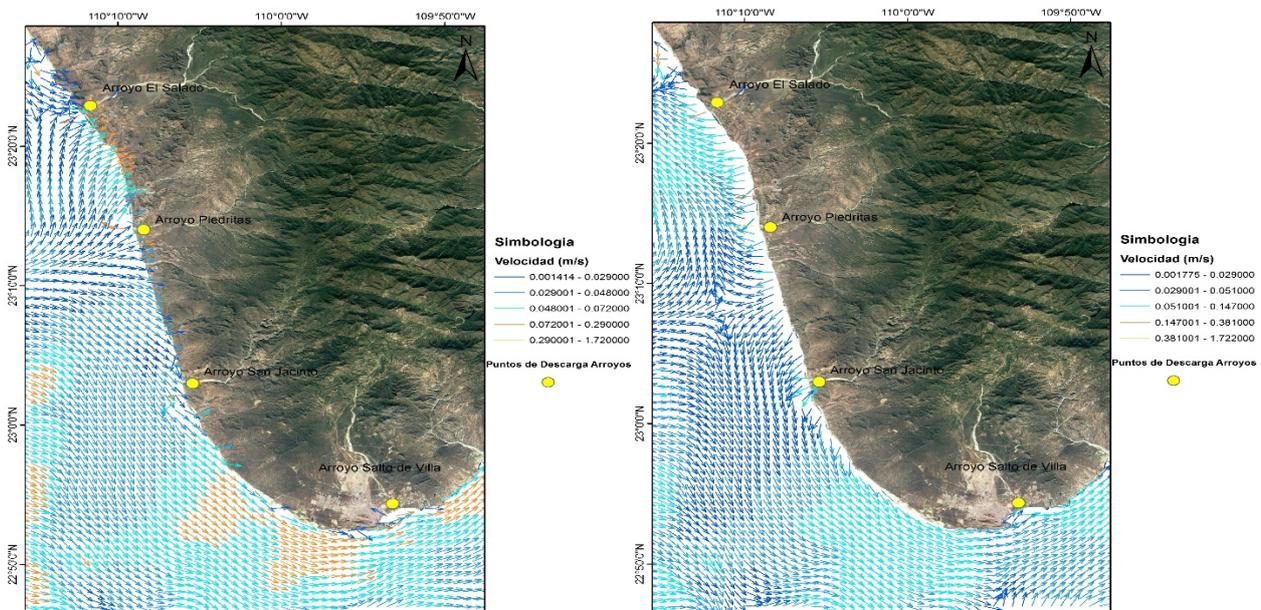
**Figura 8.-** Corrientes con descarga de arroyos, Periodo de retorno 5 años, nivel de pleamar media superior (izquierda), bajamar media inferior (derecha).

Periodo de retorno 10 años.

En las simulaciones de marea-descarga de arroyos para un gasto asociado a una precipitación de periodo de retorno de 10 años (Figura 9), se observa que entre la zona de desembocadura de los arroyos El Salado y Piedritas se presentan velocidades entre 0.07 a 0.29 m/s. Estas velocidades provocadas por la corriente en zona próxima al arroyo Piedritas, impactan de manera más directa a las playas de entre Todos Santos y Plutarco Elías Calles, aproximadamente 15 km.

En la desembocadura del arroyo El Salado, que es el de mayor gasto de los arroyos considerados, se conjuntan dos corrientes provenientes del norte y del sur, más la corriente de retorno, con velocidades menores de 0.02 m/s, puede propiciar un transporte de sedimentos mayor en esa zona.

Al igual que en los resultados de periodo de 5 años, se denota que en la parte final de la península de Baja California Sur, se presenta la mayor velocidad, de aproximadamente 0.05 y 0.14 m/s en bajamar y de 0.07 y 0.29 m/s pleamar. Provocado por los mismos argumentos descritos anteriormente.

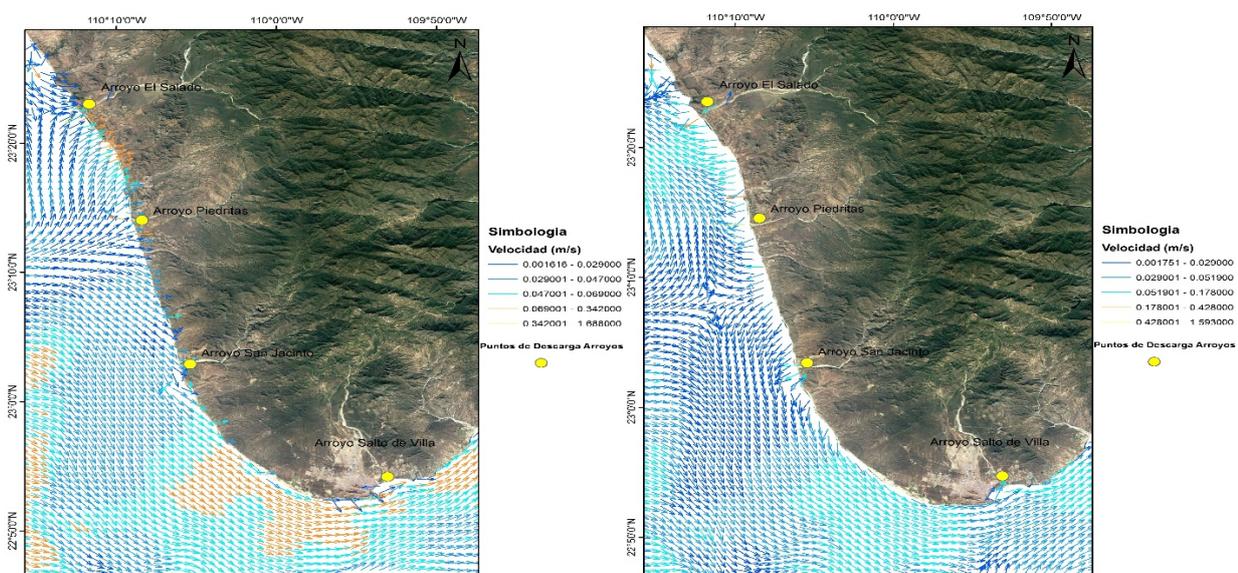


**Figura 9.-** Corrientes con descarga de arroyos, Periodo de retorno 10 años, nivel de pleamar media superior (izquierda), bajamar media inferior (derecha)

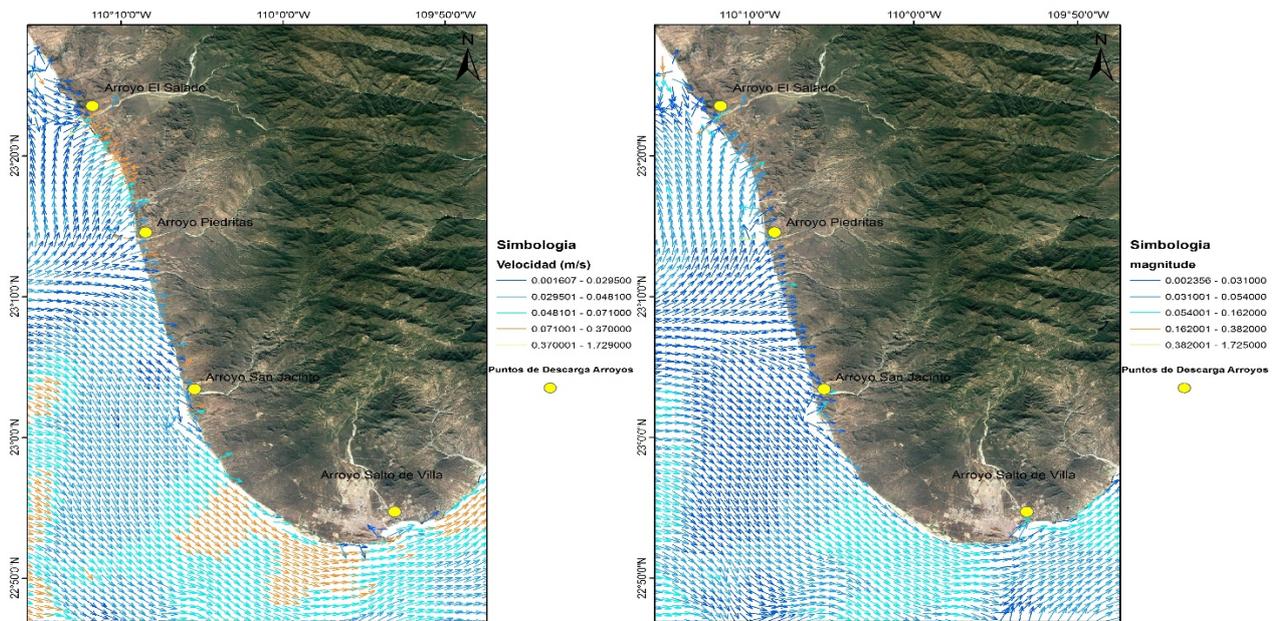
Periodo de retorno de 20 y 50 años.

En las simulaciones de marea-descarga de arroyos para un gasto asociado a una precipitación de periodo de retorno de 20 años (Figura 10) y 50 años (Figura 11), no presentan grandes cambios en las velocidades en la zona de desembocadura de los arroyos hacia el mar, con respecto a los resultados de 5 y 10 años, presentándose velocidades de 0.06 a 0.3 m/s, e impactando de mayor forma en la zona de las playas de Todos Santos a Plutarco Elías Calles.

De igual manera que en los resultados de periodos de 5 y 10 años, se denota que en la parte final de la península de Baja California, se presenta la mayor velocidad, aproximadamente 0.05 y 0.17 m/s en bajamar y de 0.06 y 0.34 m/s pleamar, para periodo de 20 años. Y de 0.05 y 0.16 m/s en bajamar y de 0.07 y 0.37 m/s pleamar, para periodo de 50 años.



**Figura 10.-** Corrientes con descarga de arroyos, Periodo de retorno 20 años, nivel de pleamar media superior (izquierda), bajamar media inferior (derecha).



**Figura 11.-** Corrientes con descarga de arroyos, Periodo de retorno 50 años, nivel de pleamar media superior (izquierda), bajamar media inferior (derecha).

## DISCUSIÓN

Los resultados del presente estudio son similares a los reportados en (Murillo-Jiménez, 2007), quien realizó un análisis de la forma de grano por Fourier de algunas partes de nuestra zona de estudio, desde el arroyo Migriño hasta la bahía de Cabos San Lucas, donde sugieren que el marco sedimentario de Cabos San Lucas, responde principalmente a la disponibilidad de arena distribuida por el transporte litoral. Con lo cual se comprueba con los resultados de las simulaciones de oleaje con dirección de propagación NW, que es el caso donde existe la mayor difracción, presentada en la parte final de la península de Baja California Sur. La difracción es el factor por lo cual hay acumulación del sedimento en ciertas parte de Faro Viejo a bahía de Cabos San Lucas, ya que el oleaje va perdiendo energía y provoca que el sedimento se deposite en ciertas partes o zonas donde no hay tanta incidencia del oleaje; que ante otras condiciones de propagación de oleaje como del SW, lo distribuya dentro de la zona de la bahía de Cabos San Lucas.

Además el estudio presentado por Murillo-Jiménez denota, que el principal suministro de arena es proveniente de los arroyos locales, donde las grandes cuencas de drenaje suministran material a la zona de litoral, durante los periodos donde persiste una precipitación mayor. Lo cual se constató mediante las simulaciones de marea- descarga de arroyos, donde se expone que debido a la alta energía cinética del oleaje en ciertas partes hay refracción en algunas partes de la costa, lo cual provoca que haya una distribución del sedimento principalmente en el noreste y del sureste, que puede lograr a modificar la topografía local.

Algo similar entre los trabajos de Murillo-Jiménez con el descrito en este trabajo, es que el transporte de sedimentos de esta región es de noreste a sureste de la península de Baja California Sur y que el mayor factor de transporte de sedimento es por fenómenos hidrodinámicos de la región.

## CONCLUSIONES

La dirección de propagación, difracción y refracción del oleaje, son importantes para tener dinámica en el transporte de sedimentos, cuya dirección es del Noroeste hacia el Suroeste de la península de Baja California Sur. El sedimento es acumulado en zonas de la parte final de la

península, que ante corrientes específicas del oleaje proveniente del Suroeste, es depositado a la bahía de Cabos San Lucas, suministrando así de sedimento a las Cascadas de Arena Submarinas. Por lo tanto una mala planeación en obras turísticas pudiera interrumpir el transporte de sedimentos y ocasionar problemas a las Cascadas Submarinas y al sector turístico económico.

Los efectos de los arroyos transitorios ante precipitaciones extraordinarias asociadas a un periodo de retorno, no modifica a las corrientes existente de la marea. Y en condiciones normales hay en ciertas partes de la costa un aumento en la velocidad, ocasionadas por la difracción; lo cual puede provocar una remoción de sedimento y posible erosión de las playas, afectando a la geomorfología de la zona de estudio.

## REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

**Autodesk** (2015). AutoCAD 2015, version 20.0.

**Deltares** (2014). DELFT3D-FLOW User Manual, Delft, The Netherlands.

**Defense Mapping Agency Hydrographin/ Topographic Center.**, (1980). Bahía Magdalena to La Paz.

**Esri** (2016). ArcGIS, version 2.0.

**Guthrie CAD/GIS** (2017). dx2fxyz , version 20.0.

**Hayes, M, O.**, (1979). Barriere island morphology as a funtion of tidal and wave regime. In: S.P: Leatherman (Editor), Barrieri island. Academic press, New York, N. Y.

**INEGI (Instituto Nacional de Estadística y Geografía)** (2016). Anuario estadístico y geográfico de Baja California Sur, México.

**Murillo-Jiménez, JM.**, (2007) “sedimet sources of beach sand from the southern coast of the Baja California península, Mexico –Fourier grain-shepe analysis. Centro interdisciplinario de Ciencias Marinas, Instituto Politecnico Nacional (CICIMAR-IPN).

**Schaaf, P, Böhnel, H & Perez-Venzor, j.a.**, (2000). *Pre-miocene paleogeography of the Los cabos block, Baja California Sur: Geochronological and palaeomagnetic constraints. Tectonophysics.* Pp 53-69.

**SCT (Secretaria de Comunicaciones y Transportes)** (2010). Isoyetas de intensidad de lluvia en Baja California Sur, México.

**Silva, R, Alcérreca, J, C**, (2015). “Efectos para el monitoreo, conservación y manejo de recursos naturales de las cascadas de arena submarinas de Cabos San Lucas”. Instituto de Ingeniería, México.

**Silva,R. et al.**, (2008). Atlas de clima marítimo de la vertiente atlántica mexicana.

**SMN (Servicio Meteorológico Nacional)** (2018). Información climatológica por estados, Baja California Sur, México.

**WHSN (World Heritage Scanned Nomination)** (2005) Islands and protected áreas of the Gul of California.

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

**ESTUDIO DEL PATRÓN DE VELOCIDADES INDUCIDO  
POR DIFRACCIÓN DEL OLEAJE ALREDEDOR DEL MORRO  
DE UN ROMPEOLAS CON PERFILES EN “S”**

***Enrique Eduardo Hernández Montoya<sup>1</sup>, Edgar Gerardo Mendoza Baldwin<sup>2</sup> y Rodolfo Silva Casarín<sup>3</sup>***

*<sup>1, 2, 3</sup> Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM, Ciudad de México, México.  
hernandezmontoya.enrique@gmail.com, EMendozaB@iingen.unam.mx, RSilvaC@iingen.unam.mx*

## **RESUMEN**

La creciente necesidad de adecuar las costas para realizar actividades portuarias ha llevado a realizar numerosos estudios teóricos y experimentales sobre el diseño, implementación y mantenimiento de estructuras marítimas. La actividad dinámica del oleaje que actúa sobre dichas estructuras, aunado con los cambios climáticos temporales, genera que se comprometa la estabilidad de las estructuras de abrigo, y en casos más severos, lleva al fallo de éstas. En el caso de los diques las fallas estructurales más comunes son: el deslizamiento, vuelco, asentamientos diferenciales y rebase. En este trabajo se presenta un estudio en el patrón de velocidades alrededor del morro de un dique, analizando los efectos producidos por el aumento de velocidades en la parte media del perfil. Se realizaron pruebas experimentales sobre un dique instalado en el estanque de oleaje del laboratorio de hidráulica de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, registrando velocidades en 15 puntos radiales al centro del dique, 5 distintos estados de mar, en 2 profundidades diferentes y para dos orientaciones del dique. Se realiza un análisis de las velocidades obtenidas y se comparan con una primera aproximación del modelado matemático en el software WAPO y COCO.

## **ABSTRACT**

The increasing need to adequate our coasts to develop port activities has lead to realize many experiments and theory about design, implementation and maintenance of maritime structures. The dynamic swell activity which acts over maritime structures, combined with temporal climate changes, engages the stability of the structures and in severe cases it leads them to fail. In the case of dikes the most common structural fault are: slip, rollover, differential settlements and overflow. The present study shows an analysis of the velocity pattern measured around the nose of a dike, analyzing the effects produced by the increase in the middle part of the velocity profile. Experimental tests were performed on a dike installed in the swell pond of the hydraulics laboratory of the Faculty of Engineering of the UNAM, registering velocity in 15 radial points to the center of the dike, 5 different sea states, 2 different depths and 2 dikes orientations. An analysis of the velocities obtained is made and compared with a first approximation of the mathematical model in the software WAPO and COCO.

**PALABRAS CLAVES:** patrón de velocidades, difracción, modelación matemática.

## INTRODUCCIÓN

El oleaje incidente en régimen medio que actúa de manera permanente sobre las estructuras de protección costera, así como los eventos temporales extraordinarios, son la principal causa de los daños generados en dichas estructuras, comprometiendo la estabilidad y funcionamiento del mismo. Se prevé que el riesgo aumente en el futuro debido al incremento del nivel del mar y el cambio del régimen del oleaje debido a la expansión de los trópicos, por lo que los estudios recientes se han enfocado en efectos como el *overtopping* o rebase (Zanuttigh, 2008) y en optimizar el desempeño de las costeras mejorando la estabilidad de las estructuras (Del Valle, 2016). El presente estudio está enfocado en el análisis de la acción del oleaje sobre estructuras de protección costera, conocidas como diques, específicamente Diques Rompeolas de Piezas Sueltas; en adelante nombrados como DRPS.

Los DRPS son las estructuras que comúnmente se utilizan con la finalidad de proteger o hacer accesible los canales de acceso a un puerto. A causa de la demanda mundial de este tipo de estructuras, se han realizado estudios de la implementación, monitoreo y efectos a los que están sujetos en el ambiente costero (Mendoza-Baldwin, 2010). El perfil en forma de “S” obedece al uso de la forma más estable para las condiciones de diseño. (Hall & Kao, 1991) estudiaron las modificaciones que se presentaban en diques convencionales y la nueva forma que adquirirían; al nuevo perfil lo llamaron “perfil remodelado” o “perfil natural de la estructura” con el que realizaron pruebas y concluyeron que el perfil con la nueva forma incrementaba de un 30 a un 40% la estabilidad de la estructura.

Se midieron velocidades en la parte media del perfil en “S” alrededor del morro de un DRPS, es decir, en la parte redondeada y saliente del rompeolas. El modelo se construyó en el estanque de oleaje del laboratorio de la Facultad de Ingeniería de la UNAM. Se realizaron un total de 300 mediciones: 15 mediciones radiales al centro del dique, 5 distintos estados de mar, 2 profundidades, 2 orientaciones de dique; oleaje incidente perpendicular y con oblicuidad de 15°. Se realiza un análisis de las velocidades obtenidas y se comparan con una primera aproximación del modelado matemático en el software WAPO y COCO.

## OBJETIVO

El objetivo principal del presente estudio es analizar el patrón de circulación de las velocidades que se generan en la cercanía del morro de un dique rompeolas, generadas por la deformación y transformación del oleaje, evaluando los cambios debidos a los distintos estados de mar y el cambio en la orientación del dique. El objetivo secundario es realizar una primera aproximación en el modelo matemático COCO (Corrientes Costeras) y comparar los resultados obtenidos con el trabajo experimental.

## METODOLOGÍA

El experimento se llevó a cabo en el estanque de simulación de olas ubicado en el laboratorio de hidráulica de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, Figura 1. El estanque cuenta con un sistema de generación de oleaje que se compone por un motor, un sistema de poleas y una paleta tipo *flap* con una distancia de empuje regulable a través de un brazo mecánico ajustable, ver Figura 2. El Dr. Santiago Gajá, colega del grupo de ingeniería de costas del Instituto de Ingeniería de la UNAM, realizó un estudio en 2013 en el cual caracterizó los posibles estados de mar con que cuenta el estanque de oleaje; los estados de mar utilizados se muestran más adelante.

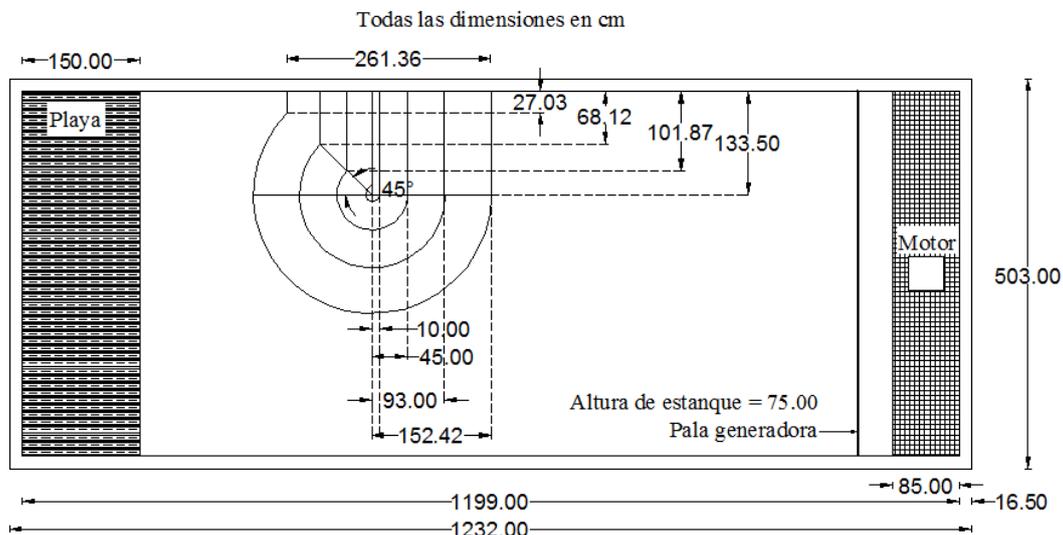


**Figura 1.-** Estanque de simulación de oleaje, FI-UNAM

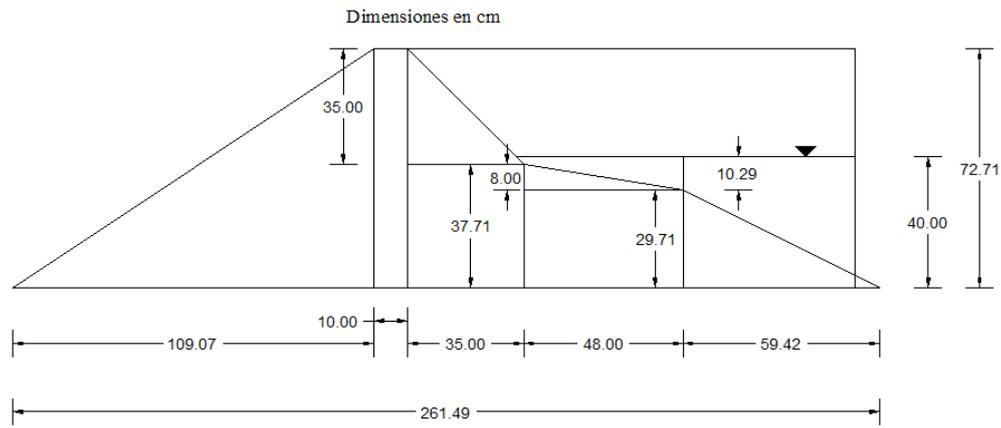


**Figura 2.-** Sistema de poleas y paleta tipo *flap*

Los estudios realizados de diques en talud han llevado a considerar la idea de diseñar desde un principio el DRPS tomando en cuenta la deformación que sufre el lado expuesto de la estructura debida al oleaje incidente. Dicho perfil puede definirse como dinámicamente estable por lo cual se puede considerar este perfil deformado como un perfil de “alta estabilidad”. Lo anterior se cumplirá siempre y cuando el estado de mar que dio origen a la deformación estable no sea superado por otro más energético. La propuesta del diseño geométrico del morro se hizo considerando el perfil en S; en la Figura 3 y Figura 4 se muestran las dimensiones del modelo en vista en planta y sección transversal, respectivamente.



**Figura 3.-** Vista en planta de la geometría del morro



**Figura 4.-** Sección transversal de la geometría del morro

En la Figura 5 y Figura 6 se muestra el proceso de construcción del modelo que se llevó a cabo en el estanque de oleaje.



**Figura 5.-** Trazo de dimensiones en planta y perfil del morro



**Figura 6.-** Construcción final del modelo

Se utilizó, como núcleo del morro, grava encostalada ya que las piezas sueltas no fueron suficientes para cubrir el volumen total de la estructura.

Para registrar las mediciones de velocidad se utilizó un dispositivo llamado *Vectrino Velocimeter*, desarrollado por la empresa *Nortek AS*, el cual se puede ver en la Figura 7.



**Figura 7.-** Dispositivo *Vectrino Velocimeter*

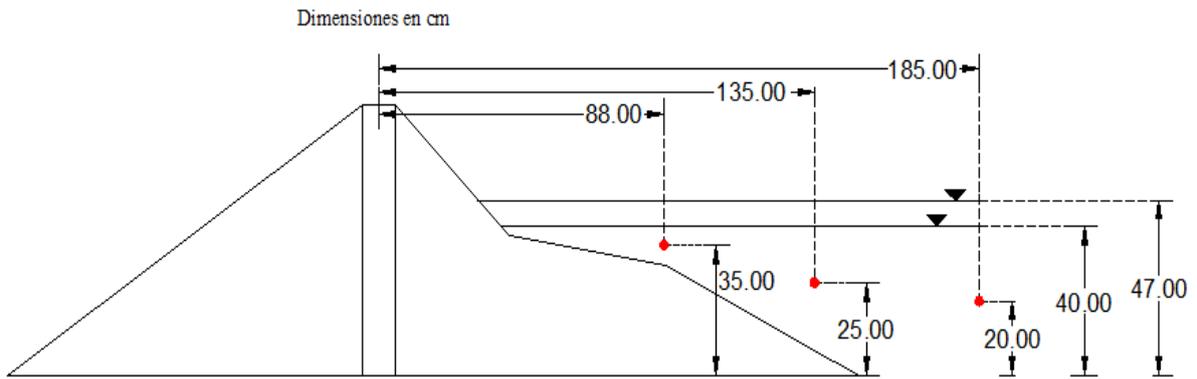
En la Tabla 1 se describen los cinco estados de mar que se utilizaron en las mediciones; el propósito de los valores elegidos fue abarcar escenarios distintos que permitieran hacer un análisis más completo de los resultados, tomando en cuenta que el estanque de simulación de oleaje nos permite limitadas combinaciones de altura y periodo de ola. En dicha tabla se define también el valor de la profundidad ( $h$ ), periodo de la ola ( $T$ ) y el valor de la altura de ola ( $H$ ).

**Tabla 1.-** Estados de mar utilizados en las mediciones

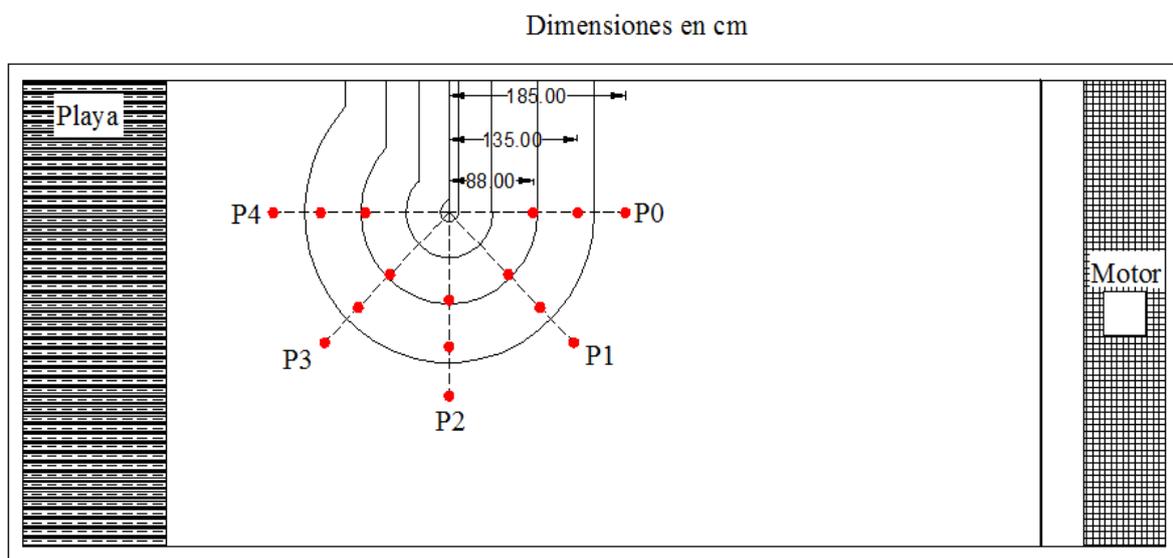
| <i>ID del caso</i>    | <i>Distancia-Brazo[cm]</i> | <i>h[cm]</i> | <i>T[s]</i> | <i>H[cm]</i> | <i>Polea</i> |
|-----------------------|----------------------------|--------------|-------------|--------------|--------------|
| 40B6- -.Vectrino-II.  | 6                          | 40           | 1.11        | 7.10         | B            |
| 40B11- -.Vectrino-II. | 11                         | 40           | 1.11        | 14.36        | B            |
| 40C5- -.Vectrino-II.  | 5                          | 40           | 0.78        | 9.28         | C            |
| 40C7- -.Vectrino-II.  | 7                          | 40           | 0.78        | 13.98        | C            |
| 40C9- -.Vectrino-II.  | 9                          | 40           | 0.78        | 18.56        | C            |
| 47B6- -.Vectrino-II.  | 6                          | 47           | 1.11        | 8.29         | B            |
| 47B11- -.Vectrino-II. | 11                         | 47           | 1.11        | 16.75        | B            |
| 47C5- -.Vectrino-II.  | 5                          | 47           | 0.78        | 10.06        | C            |
| 47C7- -.Vectrino-II.  | 7                          | 47           | 0.78        | 15.16        | C            |
| 47C9- -.Vectrino-II.  | 9                          | 47           | 0.78        | 20.13        | C            |

El objetivo del experimento fue identificar las zonas cercanas del morro en donde se presentan las velocidades más altas para los 5 estados de mar en dos profundidades diferentes (47 y 40 cm) definidos en la tabla anterior.

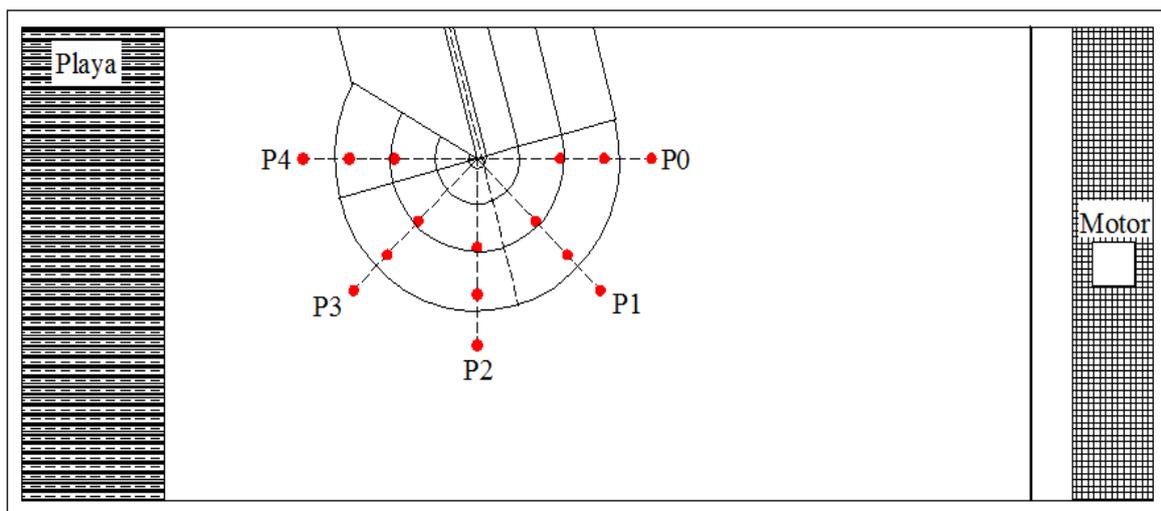
En la Figura 8 se muestra la vista de perfil del morro y las 3 diferentes alturas definidas para tomar las mediciones lo más cercano posible al morro, tomando en cuenta que el dispositivo *Vectrino* necesita al menos 4 centímetros de agua hacia todas direcciones para tomar medidas confiables. Se definieron 15 puntos radiales de medición por cada estado de mar mostrado en la **Figura 9**; así como un giro de 15 ° del morro donde se midieron la misma cantidad de pruebas en los mismos puntos para poder hacer una comparación, Figura 10.



**Figura 8.-** Ubicación de los puntos de medición en el perfil del morro



**Figura 9.-** Puntos de medición definidos, oleaje perpendicular



**Figura 10.-** Giro del morro 15° y puntos de medición

## RESULTADOS

De la Figura 11 a la Figura 14, se muestran las gráficas resumen de resultados para el dique perpendicular con profundidad de 40 cm, dique perpendicular con profundidad de 47 cm, dique girado para 40 cm y dique girado para 47 cm de profundidad, respectivamente.

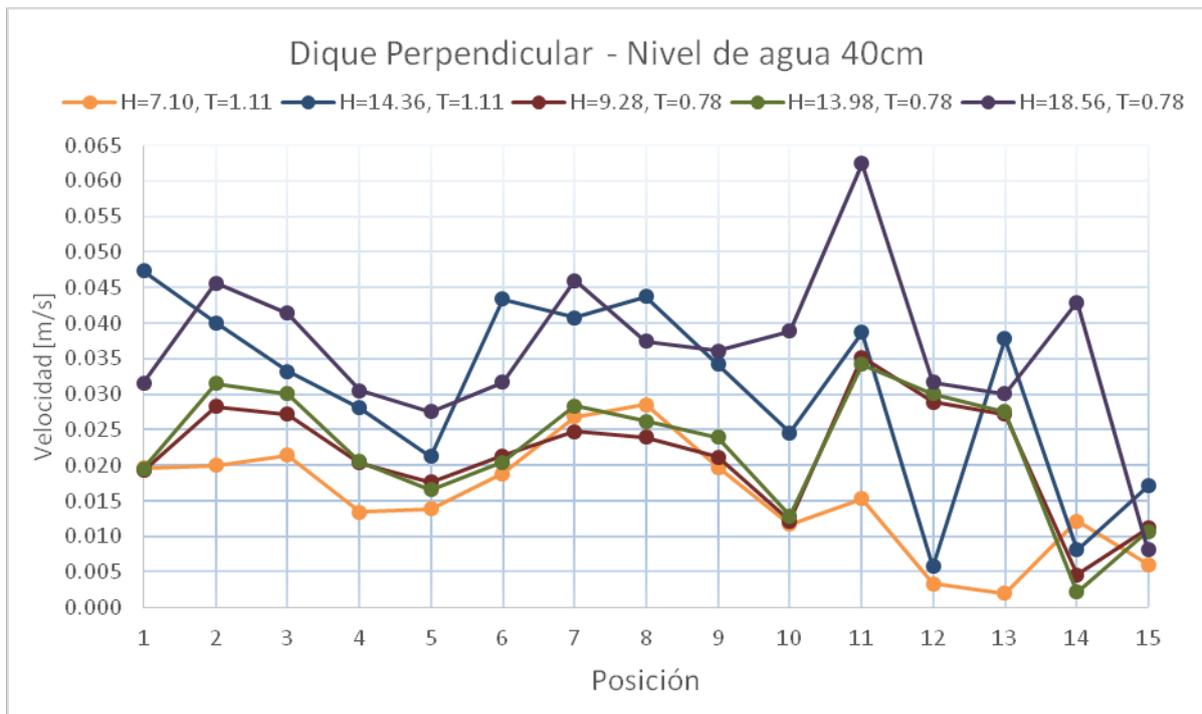


Figura 11.- Gráfica resumen, dique perpendicular, profundidad 40 cm

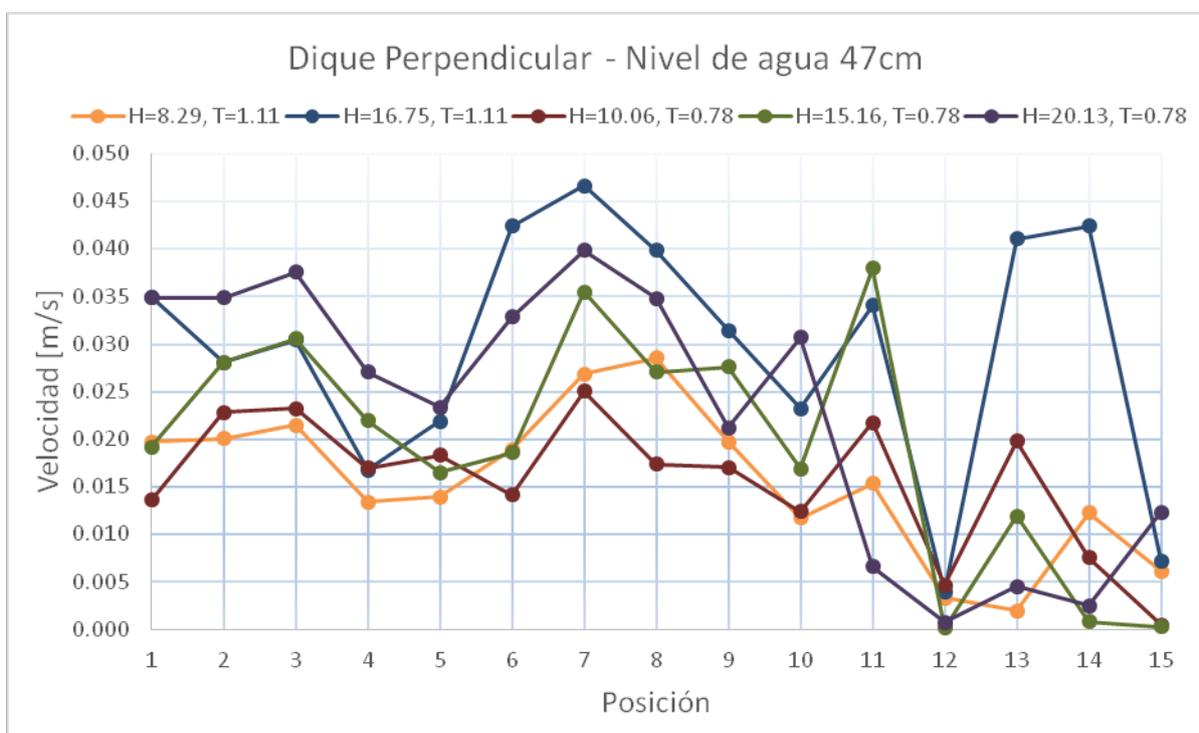


Figura 12.- Gráfica resumen, dique perpendicular, profundidad 47 cm

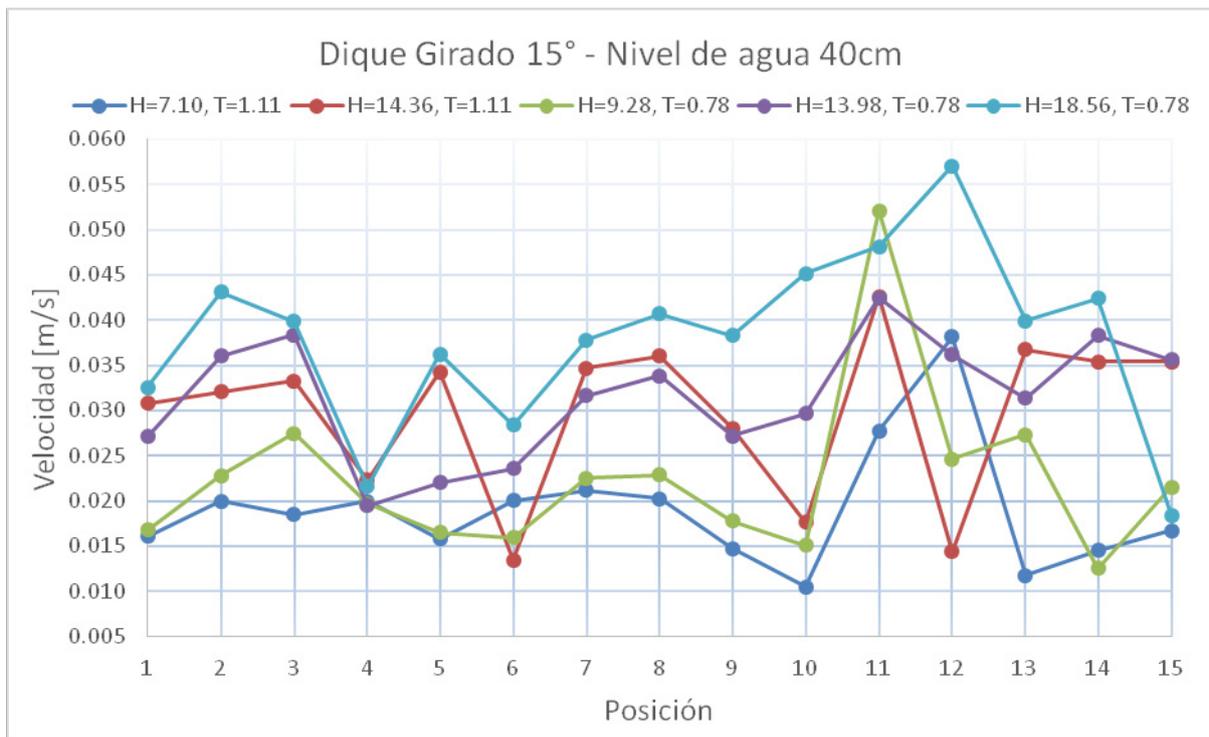


Figura 13.- Gráfica resumen, dique girado, profundidad 40 cm

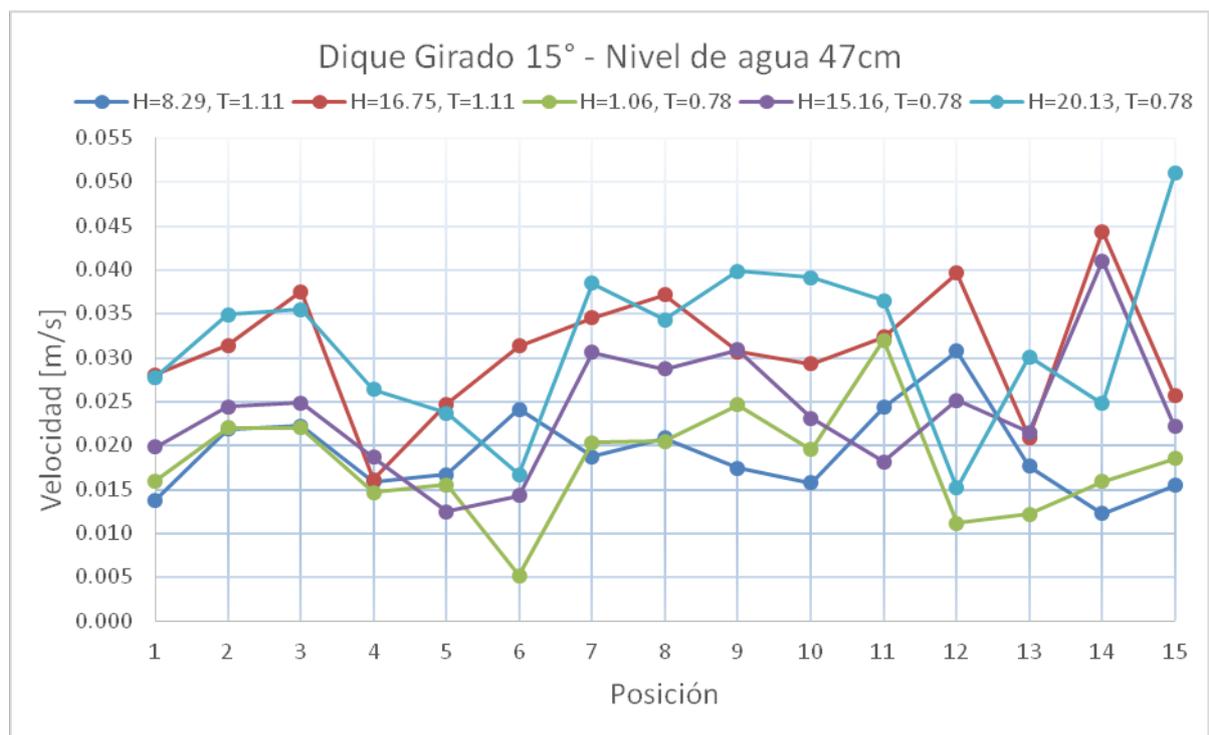
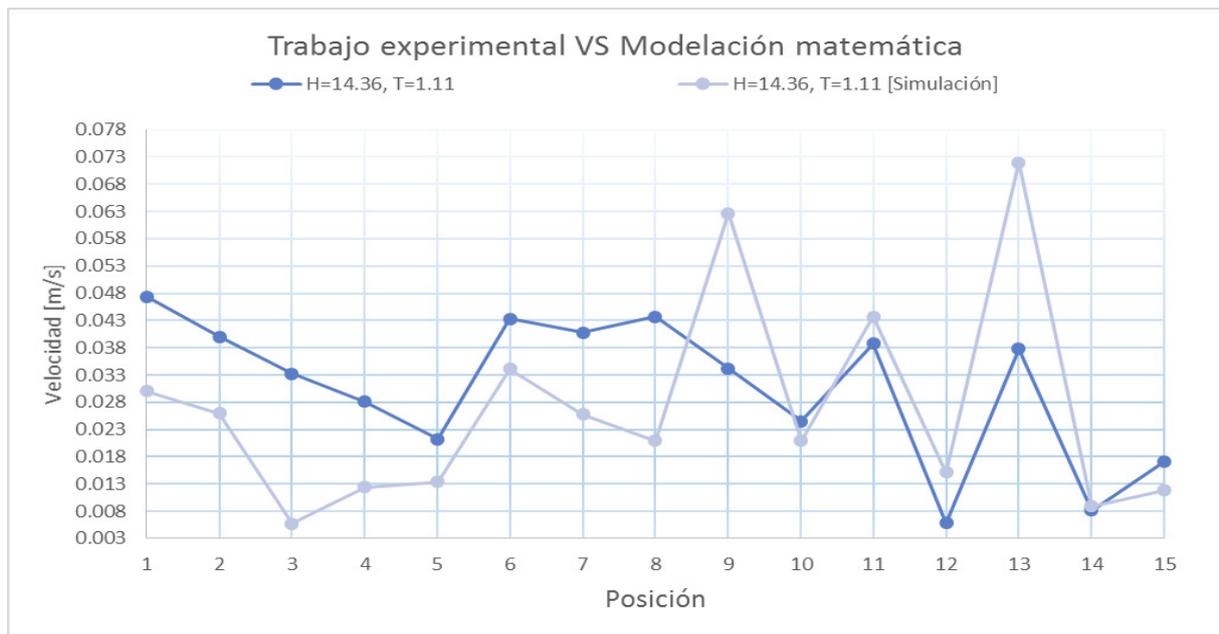
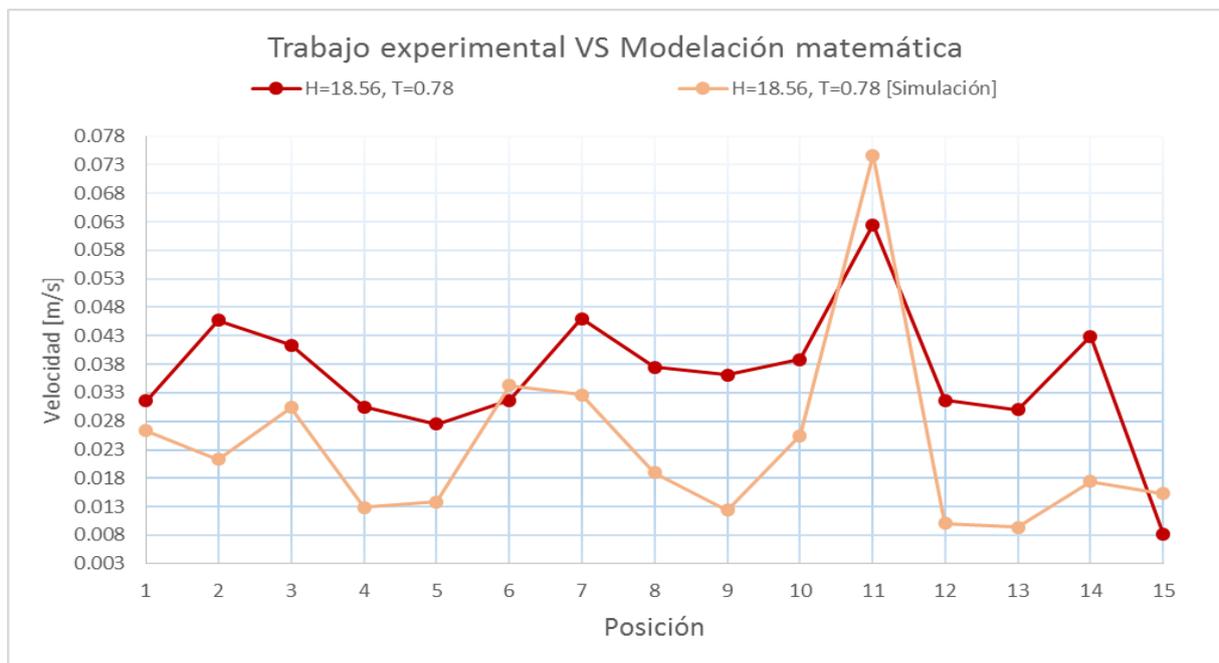


Figura 14.- Gráfica resumen, dique girado, profundidad 47 cm

La primera aproximación del modelado matemático se realizó en el software WAPO (Wave Propagation On the Coast) y en el software COCO (Corrientes Costeras). Se obtuvieron mediciones de velocidad en los nodos de la malla correspondientes a los puntos de medición del trabajo experimental. Se muestra en la Figura 15 y en la Figura 16 una comparación entre los valores obtenidos en el trabajo experimental y los resultados de la modelación matemática.



**Figura 15.-** Comparación trabajo experimental vs modelación matemática



**Figura 16.-** Comparación trabajo experimental vs modelación matemática (1)

Se puede observar que en las dos figuras anteriores existe una correlación en el comportamiento de las velocidades en las distintas ubicaciones de medición. En los dos casos los resultados obtenidos de la modelación matemática muestran cambios más bruscos de punto a punto, esto se puede deber a que la malla no fue lo suficiente fina para que la distribución de velocidades fuera más uniforme. También es preciso considerar que el software COCO realiza un promedio de la vertical de velocidades y no arroja resultados de manera puntual como se hizo en el trabajo experimental.

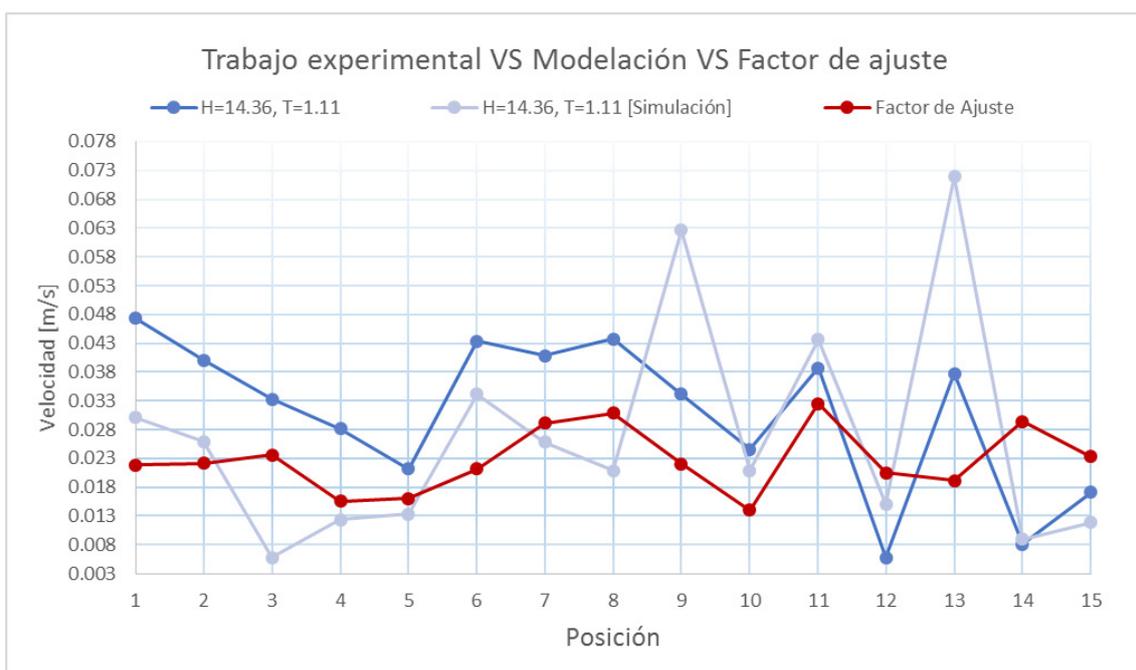
Con la intención de realizar una comparación más precisa se buscó encontrar un factor de ajuste; el procedimiento de cálculo fue: utilizando teoría lineal, se graficaron 36 perfiles teóricos de velocidad a cada 5 grados con las mismas condiciones que en el trabajo experimental.

A continuación, se ubicaron en la gráfica los valores obtenidos de la medición experimental y se ajustó el perfil de velocidad promediada que más se pareciera a los valores obtenidos de la modelación matemática.

Esta metodología se utilizó para cada una de las 15 mediciones de un escenario en específico, obteniendo como resultado un error de entre el 8-20% en la comparación para los primeros 10 puntos de medición, es decir, los puntos más alejados del morro, ver Tabla 2. Para los puntos más cercanos al morro el error aumentó de manera significativa; esto se debe a que el comportamiento de las velocidades en la cercanía del morro es más volátil por la interacción con la estructura, la profundidad reducida y los efectos de reflexión y difracción. En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se muestra la gráfica de los resultados obtenidos con el perfil promediado ajustado.

**Tabla 2.-** Comparación de valores obtenidos

| Punto | Experimental | Modelación | Calculado | % Error |
|-------|--------------|------------|-----------|---------|
| 1     | 0.0197       | 0.0142     | 0.0218    | 10.9    |
| 2     | 0.0200       | 0.0191     | 0.0221    | 10.7    |
| 3     | 0.0214       | 0.0181     | 0.0236    | 10.0    |
| 4     | 0.0134       | 0.0063     | 0.0155    | 16.0    |
| 5     | 0.0139       | 0.0104     | 0.0160    | 15.4    |
| 6     | 0.0189       | 0.0304     | 0.0212    | 12.5    |
| 7     | 0.0268       | 0.0257     | 0.0292    | 8.8     |
| 8     | 0.0285       | 0.0243     | 0.0309    | 8.3     |
| 9     | 0.0197       | 0.0210     | 0.0221    | 11.9    |
| 10    | 0.0117       | 0.0154     | 0.0141    | 20.1    |
| 11    | 0.0153       | 0.0243     | 0.0325    | 112.6   |
| 12    | 0.0033       | 0.0257     | 0.0205    | 519.7   |
| 13    | 0.0020       | 0.0777     | 0.0192    | 878.8   |
| 14    | 0.0122       | 0.0186     | 0.0294    | 141.0   |
| 15    | 0.0061       | 0.0186     | 0.0233    | 282.8   |



**Figura 17.-** Gráfica comparativa de resultados obtenidos y ajustados

## CONCLUSIONES

- Las dimensiones propuestas del perfil contribuyen a que las mayores velocidades se concentren en la zona de la berma, y no en la parte más cercana al morro, esto para el caso de la profundidad de 47 cm.
- La geometría del perfil en “S” favorece la disipación de la energía en el morro, por dos razones:
  - La berma proporciona mayor superficie de contacto.
  - El escalón del dique disipa la energía del oleaje provocando la rotura y que en la zona cercana a la cresta se presente solo ascenso y descenso.
- Para las mediciones del dique girado 15° al oleaje incidente en ambas profundidades, se observa un aumento de las velocidades en los puntos cercanos al morro, esto nos lleva a concluir que existe una relación entre el aumento de velocidades y el giro de la estructura.
- Las mediciones del trabajo experimental para el caso del dique perpendicular comparadas con la modelación matemática muestran comportamientos semejantes, y esto se podría mejorar de manera significativa utilizando un software que trabaje en tres dimensiones e introduciendo una malla más fina.

## REFERENCIAS

- Del Valle, J., Alcérreca-Huerta, J. C., Mendoza, E., & Silva, R. (2016).** Evaluación numérica de coeficiente de reflexión en diques rompeolas de piezas sueltas con perfil en S, (2006).
- Hall, K. R., & Kao, J. S. (1991).** The influence of armour stone gradation on dynamically stable breakwaters. *Coastal Engineering*, 15(4), 333–346. [https://doi.org/10.1016/0378-3839\(91\)90015-9](https://doi.org/10.1016/0378-3839(91)90015-9)
- Mendoza-Baldwin, E., Silva-Casarín, R., Clavero-Gilabert, M., & Losada-Rodríguez, M. Á. (2010).** Evolución del comportamiento hidráulico y de la geometría de diques homogéneos al ser deformados por el oleaje. *Tecnología y Ciencias Del Agua*, 1(2), 21–35.
- Zanuttigh, B., & van der Meer, J. W. (2008).** Wave reflection from coastal structures in design conditions. *Coastal Engineering*, 55(10), 771–779. <https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2008.02.009>

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

**MODELO NUMÉRICO DE ALERTA Y PRONÓSTICO PARA LAS TOMAS  
DE AGUA POTABLE EN EL RÍO DE LA PLATA Y DELTA DEL PARANÁ**

***Sebastian H. Martijena, Sebastian Santisi y Diego N. Bottelli***

*Agua y Saneamientos Argentinos S.A., Argentina*

*sebastian\_h\_martijena@aysa.com.ar, sebastian\_santisi@aysa.com.ar, diego\_n\_bottelli@aysa.com.ar*

**RESUMEN:**

El estuario del Río de la Plata es la principal fuente de agua de la ciudad de Buenos Aires y su área metropolitana, con más de 11 millones de habitantes. Se describe la implementación de un modelo bidimensional (integrado en la vertical) hidrodinámico y de transporte de sustancias (euleriano) para el Río de la Plata interior y el delta que lo precede. El objetivo del modelo es predecir el comportamiento de las plumas de contaminantes en las zonas donde se ubican las torres de toma de agua para potabilización, ya sean estas producidas por las descargas urbanas o por vertidos accidentales. El software utilizado es la Suite Delft3D Flexible Mesh. El modelo es forzado por los caudales medios de los tributarios principales, y los pronósticos de marea a 4 días en el borde abierto y viento a 6 días que actúan sobre superficie del agua (Servicio de Hidrografía Naval y Servicio Meteorológico Nacional). El modelo corre a diario con un horizonte de pronóstico a 4 días. Los resultados preliminares son prometedores y podría ser utilizado como herramienta de soporte para la toma de decisiones y planes de emergencia frente a eventos de contaminación del recurso.

**ABSTRACT:**

Rio de la Plata estuary is the main source of drinking water for 11 million residents of Buenos Aires city and its metropolitan. The implementation of a 2D hydrodynamic (depth-averaged) and fate transport (eulerian) model for the Inner estuary and its delta is described. The model purpose is the prediction of pollutant plumes, either coming from urban drainages or accidental spills, which can affect the water intakes for potabilization process. Software Delft3D Flexible Mesh was used. The model is driven by the mean discharge from its main tributaries, the 4-day tidal wave forecast (Servicio de Hidrografía Naval), and the 6-day wind forecast acting on the river surface (Servicio Meteorológico Nacional). The model is runned daily offering a 4 day prediction horizon. Promising preliminary results indicate it could be used as a support tool for decision making and emergency procedures for contamination events.

**PALABRAS CLAVES:** modelación numérica; río de la plata; modelo de alerta temprana y pronóstico; modelo de transporte de contaminantes

## INTRODUCCIÓN

El estuario del Río de la Plata (RDLP) se ubica en la costa este del continente Sudamericano alrededor de la latitud  $35^{\circ}\text{S}$ . Es una planicie de aguas pocas profundas (5-15 m) con una superficie aproximada de  $35000 \text{ km}^2$ , y drena las aguas de la cuenca del Plata, la segunda más grandes de Sudamérica con una superficie superior a los  $3 \times 10^6 \text{ km}^2$ . Sus tributarios principales son los ríos Paraná y Uruguay, con un caudal anual medio de  $16000 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $6000 \text{ m}^3/\text{s}$  (Framiñan y otros, 1999).

El RDLP es la principal fuente de agua potable de la ciudad de Buenos Aires y su área metropolitana, con más de 11 millones de habitantes (Bottelli y otros, 2015). Las torres de toma (TT) de la empresa responsable del suministro de agua potable (AySA S.A.) captan un flujo diario del orden de  $5 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{d}$  y luego transportado a 3 grandes establecimientos potabilizadores; dos de ellos a orillas del RDLP (PSM, PMB) y un tercero ubicado sobre el brazo Paraná de las Palmas (PJMR), en el delta del Paraná que precede al estuario.

La costa del RDLP es la zona más densamente poblada de la Argentina, un hecho que está relacionado con las descargas urbanas contaminadas que fluyen hacia el estuario a través de ríos menores, arroyos y el sistema de alcantarillado pluvial. Por otro lado, el RDLP también sirve como cuerpo receptor principal de las aguas residuales, con un flujo aproximado de  $2 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{d}$  a través de un emisario que descarga a 2400 m de la costa. Adicionalmente, el RDLP provee acceso a puertos aguas arriba a través de los ríos Paraná y Uruguay. Estas condiciones ponen en riesgo o afectan la calidad de agua para potabilización que captan las TT.

En el presente se describe la implementación de un modelo bidimensional (integrado en la vertical) hidrodinámico y de transporte de sustancias, con el objeto de predecir el comportamiento de las plumas de contaminantes en las zonas donde se ubican las TT, ya sean estas producidas por las descargas urbanas o por vertidos accidentales.

El modelo corre a diario con un horizonte de pronóstico a 4 días. Si bien actualmente el modelo no se encuentra en proceso de producción, los resultados preliminares son prometedores y podría ser utilizado como herramienta de soporte para la toma de decisiones y planes de emergencia.

## MATERIALES Y MÉTODOS

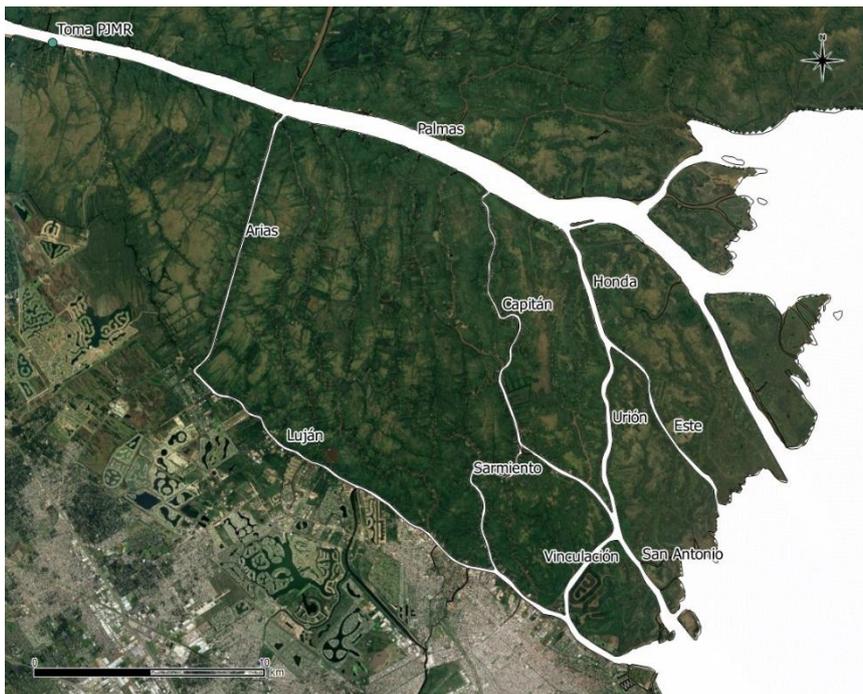
Debido a que la columna de agua en el río se encuentra bien mezclada, es decir, verticalmente homogénea; es suficiente con utilizar un enfoque bidimensional (2D) en el plano horizontal.

El dominio del modelo cubre desde la cabecera del Río de la Plata (desembocadura del río Uruguay y frente del Delta del río Paraná) hasta la línea imaginaria Punta Indio-Kiyú, sobre una extensión longitudinal del orden de los 180 km, y lateralmente entre ambas costas (argentina y uruguaya), con un ancho variable del orden de los 50 a 80 km (Figura 1).



**Figura 1.-** Dominio del modelo

Adicionalmente se incorporó el brazo Paraná Palmas, con aproximadamente 140 km, y los principales cursos de la red del delta del Paraná: Canal Arias, Luján, Capitán, Sarmiento, Canal Honda, Urión, Canal Vinculación, San Antonio, Canal del Este; sumando estos alrededor de 80 km (Figura 2).



**Figura 2.-** Cursos del delta del Paraná incluidos en el modelo

La resolución de las ecuaciones (promediadas en la vertical) de Navier-Stokes para flujo incompresible a superficie libre junto con la ecuación de transporte (euleriano), se implementó mediante la Suite *Delft3D Flexible Mesh*, desarrollada por Deltares. Se compone de varios módulos, agrupados en torno a una interfaz mutua que permite la interacción entre estos. *D-Flow Flexible Mesh* es el módulo hidrodinámico que calcula los fenómenos de flujo y transporte de sustancias.

La discretización del dominio se realiza mediante una grilla no estructurada, la cual permite una resolución espacial variable, disminuyendo localmente el tamaño de malla solo donde se requiera mayor detalle, y evitando así no incrementar los tiempos de cálculo.

Se utilizó una grilla curvilínea, mayormente compuesta de rectángulos, y para minimizar la difusión numérica se la orientó con el flujo principal del río (producido por las mareas). El tamaño

de celda varía desde un promedio de 20 m en el delta y franja costera de la margen argentina (del franja del orden de 60 km de extensión por 3 km normal a la costa), hasta 400 m en áreas más alejadas (Figuras 3 y 4).

El modelo digital de elevaciones del fondo fue construido en base a cartas náuticas del Servicio de Hidrografía Naval de Argentina, así como a varias campañas de relevamiento batimétrico realizadas por AySA.

La resistencia hidráulica en la interfaz lecho-agua se parametriza con el coeficiente de rugosidad de Manning. Se asignó un valor uniforme 0,015 al RDLP, que es el valor utilizado en otras simulaciones (Jaime y Menéndez, 1999; Roberts y Villegas, 2016).

Los esfuerzos de corte que resultan de la descomposición y promediado de Reynolds son modelados mediante el concepto de viscosidad de torbellino. Se adoptó el valor de  $1 \text{ m}^2/\text{s}$ .

Para el coeficiente de arrastre o drag en la interfaz aire-agua se utilizó la formulación del Smith y Banke, con los valores por sugeridos por defecto (Deltares, 2016).

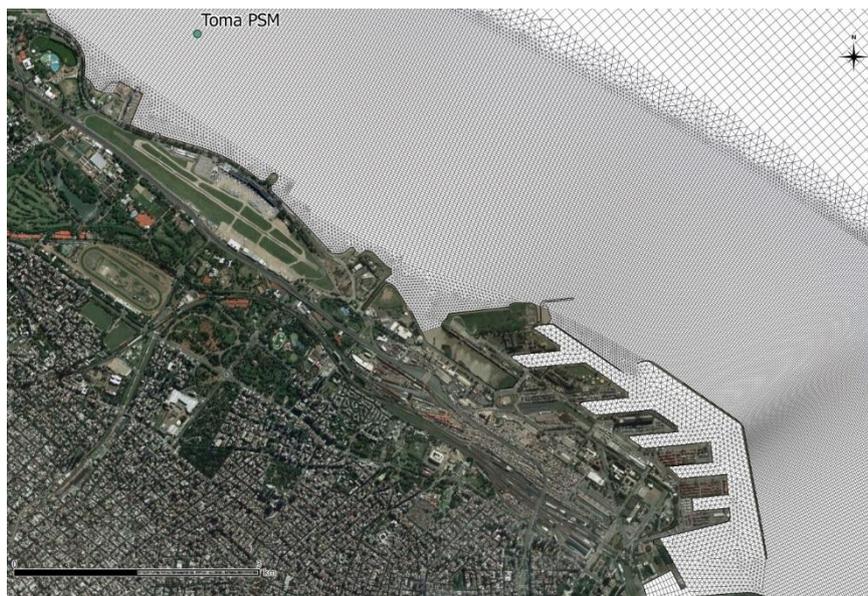
Los principales forzantes que influyen sobre la circulación del agua son la descarga fluvial de sus tributarios, las ondas de mareas oceánicas (astronómica y meteorológica) y los vientos que soplan sobre la superficie del agua (Fossati y otros, 2014).

Para la descarga de los tributarios principales se utilizan los caudales medios del ciclo húmedo reportados por Jaime y Menéndez (2002): Uruguay  $5300 \text{ m}^3/\text{s}$ , Paraná  $18500 \text{ m}^3/\text{s}$  (este último a través de sus dos brazos principales, Palmas 23% y Guazú 77%).

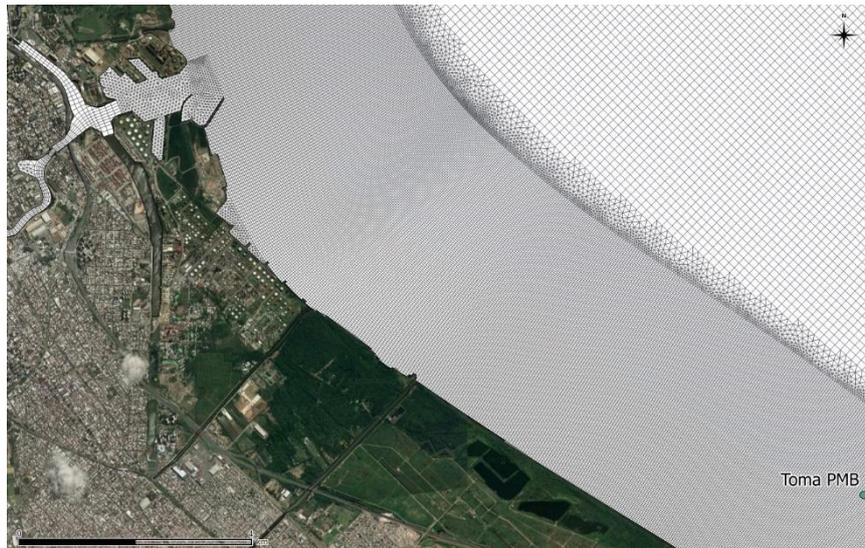
Para representar la onda de marea penetra a través de la desembocadura, se impone como condición en esa línea la marea astronómica obtenida del modelo empírico SEAT (D'Onofrio y otros, 2011), más la contribución meteorológica del Modelo Numérico de Onda de Tormenta (Etala, 2009). Este último se publica a diario online y brinda un pronóstico a 96 horas con paso de 1 hora.

Los vientos que actúan sobre la superficie del río ocasionan un ascenso o descenso del nivel. Se utiliza el pronóstico de vientos a 5 días brindado por el Servicio Meteorológico Nacional de Argentina, con paso de 6 horas.

Asimismo se incluyeron las descargas de los principales arroyos que desembocan en el brazo Luján sobre el delta (Luján Chico, Benavidez, Reconquista, Tigre) y las descargas “urbanas” sobre el RDLP (arroyos Vega, Medrano, Maldonado, Riachuelo, Sarandí, Santo Domingo, Jimenez; más otras descargas del sistema pluvial y emisario Berazategui).



**Figura 3.-** Grilla del modelo, zona TT PSM y puerto de Buenos Aires



**Figura 4.-** Grilla del modelo, zona TT PMB y Riachuelo

El paso temporal es variable y calculado automáticamente por el software en cada salto de tiempo, de modo que cumpla con la condición de estabilidad de Courant-Friedrichs-Lewy. Se utiliza un valor de Courant de 0,9; lo que resulta en un paso temporal promedio de 12 s, aproximadamente.

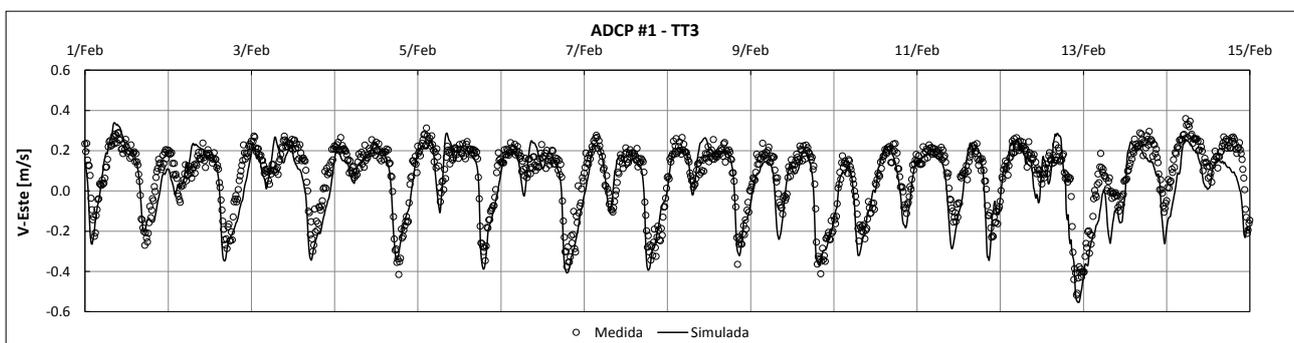
## RESULTADOS

### Validación hidrodinámica

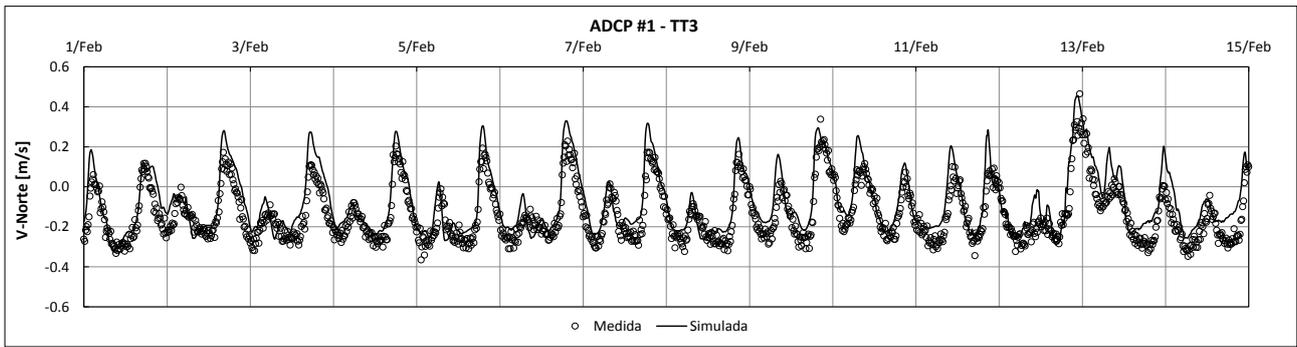
Los tiempos de cómputo por cada día de simulación son del orden de 1,25 hora; utilizando paralelización en procesador de múltiples núcleos (Procesador Intel Xeon E5-1650 v3 3.50 GHz, 12 núcleos).

En una primera etapa se realizaron simulaciones adoptando como forzante de marea la serie de nivel de agua medida en Torre Oyarvide (que coincide con la condición de borde de aguas abajo). Para esta ventana de tiempo (febrero 2015) se cuenta con mediciones de ADCP's fondeados próximos a las TT PSM.

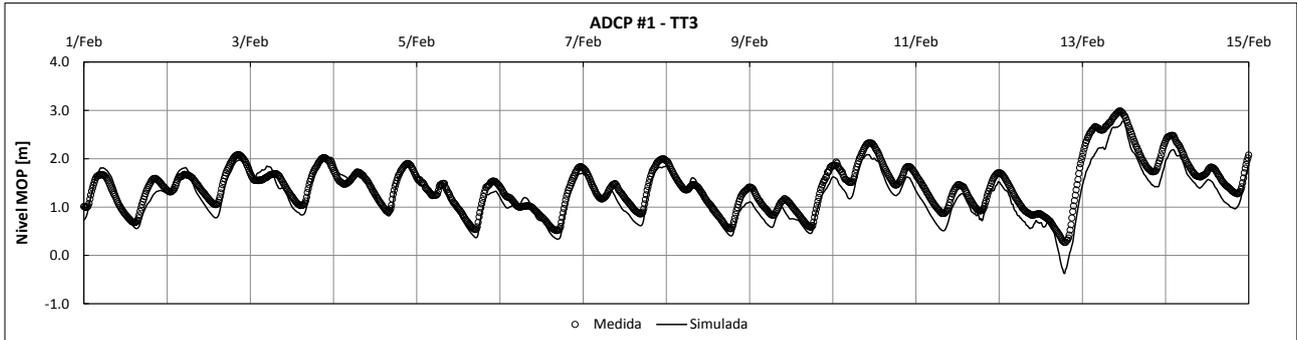
La comparativa de valores medidos y simulados se muestra en las Figuras 5 a 7. En términos generales se observa un muy buen acuerdo entre los valores medidos y simulados.



**Figura 5.-** Componente Este de la velocidad, TT PSM. Condición de borde medida



**Figura 6.-** Componente Norte de la velocidad, TT PSM. Condición de borde medida

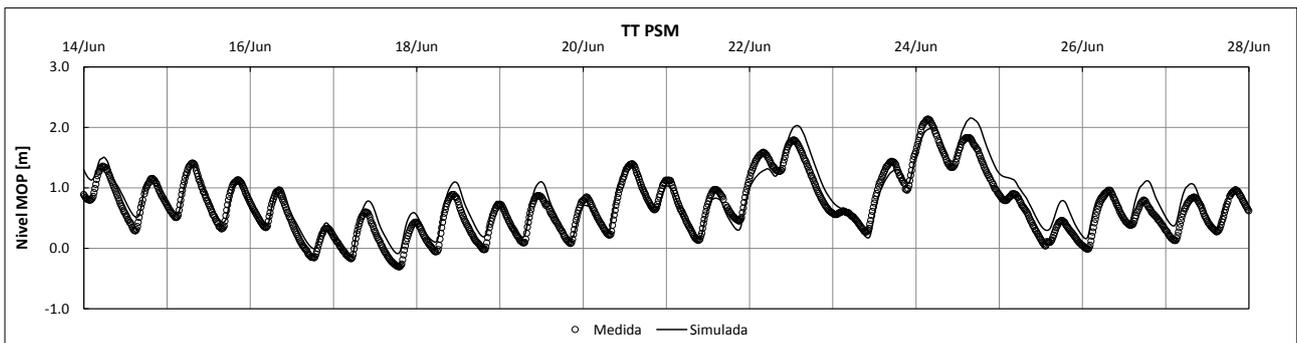


**Figura 7.-** Nivel de río, TT PSM. Condición de borde medida

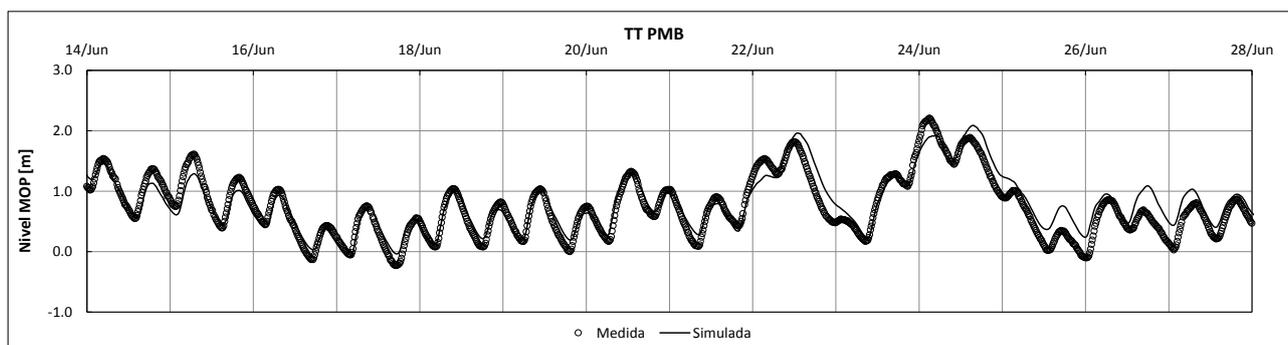
El desempeño del módulo hidrodinámico, ahora si con la condición de borde de marea pronosticada (astronómica + meteorológica), para un periodo de 14 días de junio de 2018, se presenta en las Figuras 8 y 9. Allí se muestra la comparativa de niveles medidos en las TT PSM y PMB versus simulados por el modelo. Los valores son muy similares para ambas locaciones, con un retraso de la onda en PSM del orden de los 60-90 minutos respecto a la de PMB.

Es de esperar que el grado de ajuste sea mejor a medida que los pronósticos de los forzantes, marea meteorológica y viento, sean de mejor calidad.

No se disponen mediciones de velocidades del RDLP para el periodo desde que se comenzaron a recabar los pronósticos de marea meteorológica (marzo de 2017).



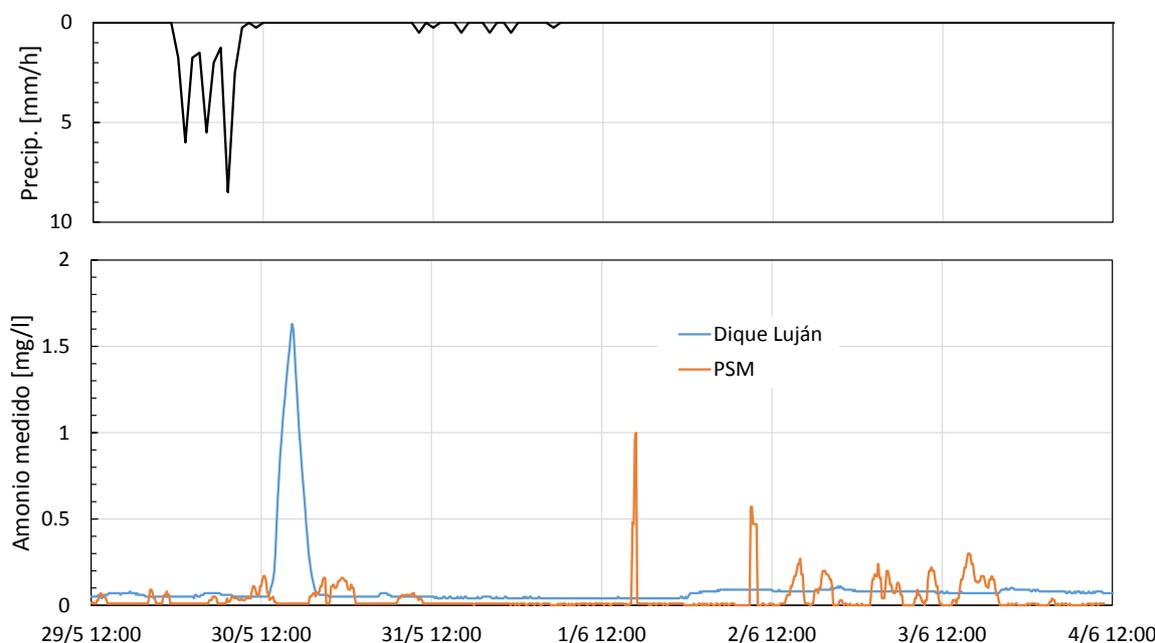
**Figura 8.-** Nivel de río, TT PSM. Forzantes del modelo pronosticados



**Figura 9.-** Nivel de río, TT PMB. Forzantes del modelo pronosticados

### Evento Amonio 30/05/2018

El 30 de junio de 2018 alrededor de las 16:00 se registró un pico de amonio de 1,6 mg/l en la estación de monitoreo que posee AySA en Dique Luján (en el delta, unos 400 metros aguas abajo de la confluencia del Luján con el canal Arias), producto de las precipitaciones ocurridas en las primeras 12 horas del mismo día (Figura 10), que lavan la cuenca aporte e ingresan por el brazo Luján Chico.



**Figura 10.-** Amonio medido cada 15 min en las estaciones de monitoreo Dique Luján y PSM (abajo). Intensidad de precipitación en PSM (arriba).

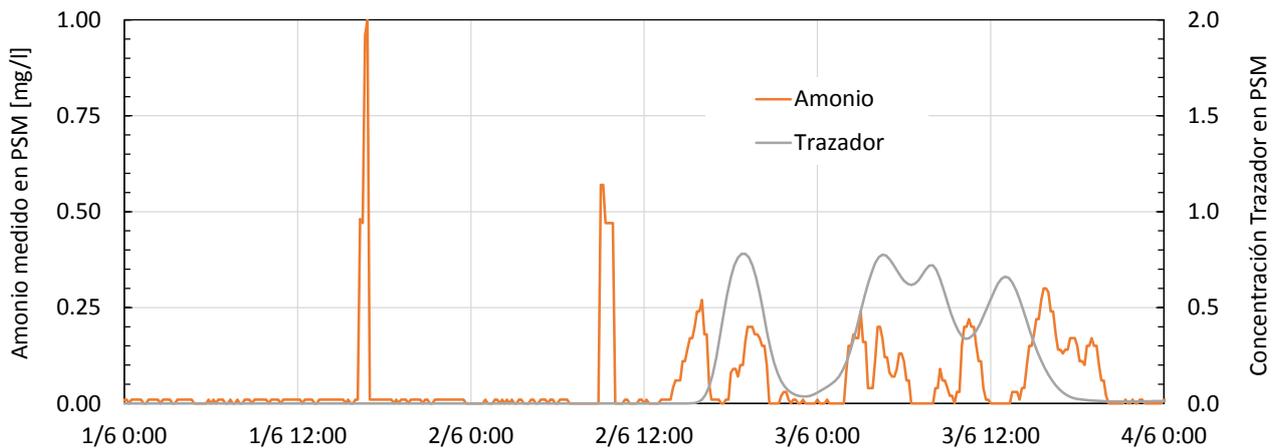
Se utilizó dicho evento para validar los tiempos de traslado entre esta locación y la TT de Palermo (PSM), donde también se registra el nivel de amonio entre otras variables. La distancia entre Dique Luján y PSM es de aproximadamente 34 km: los primeros 19 km sobre el curso del río Luján y los restantes sobre el RDLP.

Se impuso como forzante del modelo un pulso de trazador conservativo en Dique Luján (normalizado con la forma del pico de amonio registrado). Para la condición de borde abierto se utilizó el pronóstico de marea del 29/05 solapado con el del 31/05.

La Figura 11 muestra una comparativa entre los valores medidos de amonio en PSM y la concentración del trazador simulado para el mismo punto. Parece verificarse una buena predicción del tiempo de impacto y una buena permanencia de la pluma.

Es de esperar diferencias entre los tiempos de traslado, no solo por las limitaciones del modelo, si no también que los valores medidos en PSM tengan origen en otras fuentes y descargas que se ubican tanto sobre el curso del Luján como sobre la costa del RDLP. Este parece ser el caso

del pico de amonio de 1 mg/l del 1 de junio, probablemente asociado otra fuente/descarga no tenida en cuenta para esta simulación.



**Figura 11.-** Valores de amonio (medido) y concentraciones (simuladas) del trazador en PSM

Un análisis más completo puede realizarse al observar la secuencia de la pluma que se traslada desde el punto de vertido (Dique Luján) unos 34 km río arriba (Figura 12). Se observa la recirculación de la pluma producto de las corrientes de marea. Este movimiento de ida y vuelta sobre la TT ocurre varias veces antes que sea finalmente arrastrada la pluma por el flujo neto hacia la desembocadura del RDLP.

Apartamientos de los forzantes pronosticados (viento y marea en borde abierto) con los realmente ocurridos, pueden provocar que la pluma impacte o no en la TT con una diferencia de 12 horas. Esto se observa al comparar los instantes 2/Jun 06:00 y 2/Jun 18:00 en la secuencia de imágenes.

## CONCLUSIONES

El modelo corre a diario con un horizonte de pronóstico a 4 días. Si bien actualmente el modelo no se encuentra en proceso de producción, los resultados preliminares son prometedores y podría ser utilizado como herramienta de soporte para la toma de decisiones y planes de emergencia frente a eventos de contaminación del recurso.

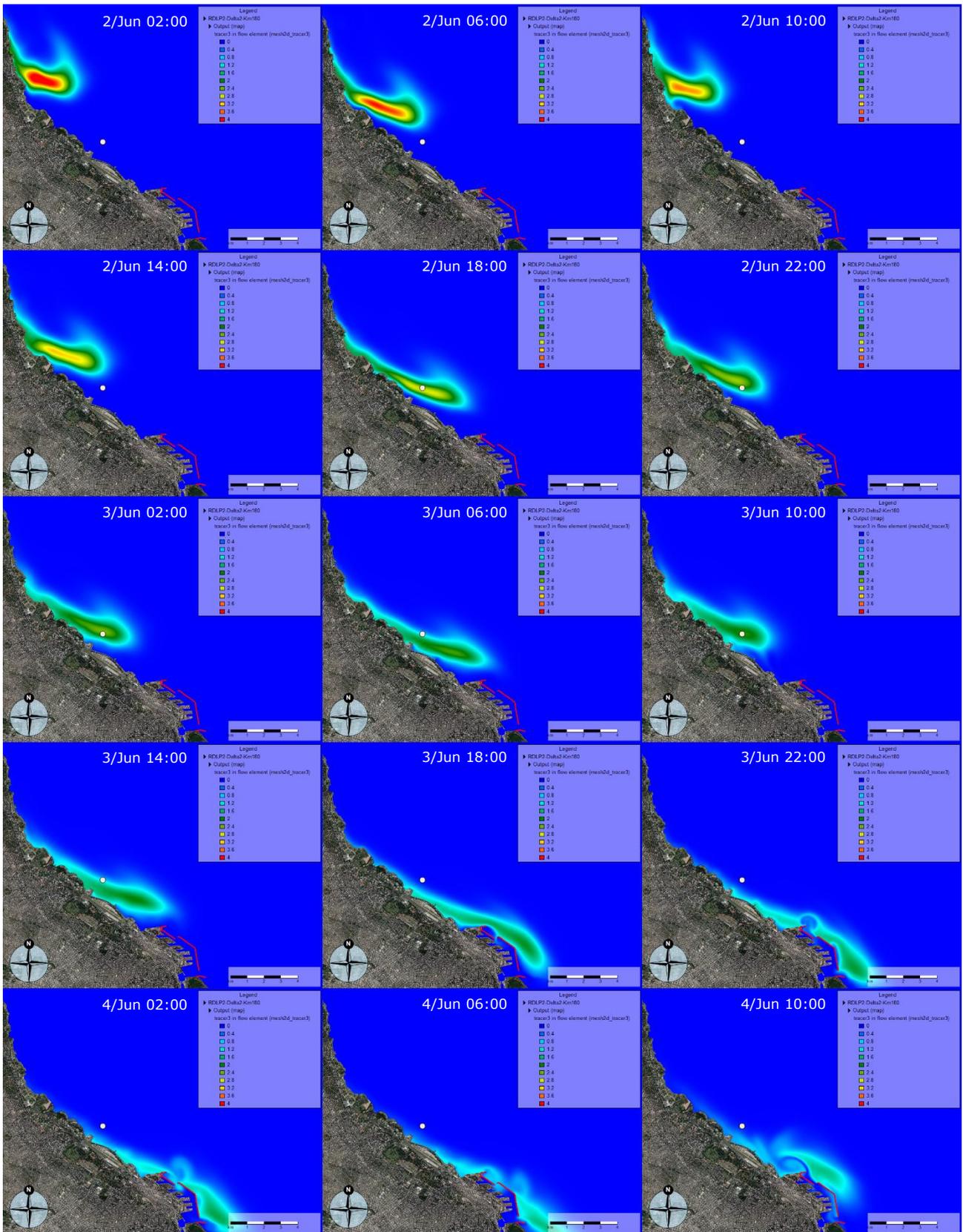


Figura 12.- Secuencia de la pluma del trazador

## REFERENCIAS

- Bottelli, D.N., Santisi, S., and Martijena, S.H.** (2015). “A System of Hydrodynamic, Water Quality and Neural Network Models for Predicting Water Quality in the Río de la Plata Estuary”. *Proceedings of the 36th IAHR World Congress*, The Hague, the Netherlands.
- Deltares** (2016). *D-Flow Flexible Mesh – User Manual*. Version: 1.2.1. Deltares, the Netherlands.
- D’Onofrio, E., Oreiro, F., and Fiore, M.** (2011). “Simplified empirical astronomical tide model—An application for the Río de la Plata estuary”. *Computers & Geosciences*, Elsevier, Vol. 44, July 2012, pp. 196-202.
- Etala, M.P.** (2009). *Modelo de Mareas y Onda de tormenta para el Mar Epicontinental Argentino – Documentación básica*. Servicio de Hidrografía Naval.
- Fossati, M., Santoro, P., Mosquera, R., Martínez, C., Ghiardo, F., Ezzatti, P., Pedocchi, F., Piedra-Cueval, I.** (2014). “Dinámica de flujo, del campo salino y de los sedimentos finos en el Río de la Plata”. *RIBAGUA - Revista Iberoamericana del Agua*, Vol. 1, No. 1, pp. 48-63.
- Framiñan, M.B., Etala, M.P., Acha, E.M., Guerrero, R.A., Lasta, C.A., Brown, O.B.** (1999). *Physical Characteristics and Processes of the Río de la Plata Estuary*. In: Perillo G.M.E., Piccolo M.C., Pino-Quivira M. (eds) *Estuaries of South America*. Environmental Science. Springer, Berlin, Heidelberg.
- Jaime, P.R., y Menéndez, A.N.** (1999). *Modelo Hidrodinámico Río de la Plata 2000*. Informe LHA-INA 01-183-99, Instituto Nacional del Agua.
- Jaime, P.R., y Menéndez, A.N.** (2002). *Análisis del Régimen Hidrológico de los Ríos Paraná y Uruguay*. Informe LHA-INA 01-216-02, Julio.
- Menéndez, A.N., Badano, N.D, Lopolito, M.F., and Re, M.** (2013). “Water quality assessment for a coastal zone through numerical modeling”. *Journal of Applied Water Engineering and Research*, IAHR-WCCE, Vol. 1, No. 1, August 2013, pp. 8-16.
- Roberts, P. J. W., and Villegas, B.** (2016). “Modeling and Design of the Buenos Aires Outfalls”. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol. 143, No. 2, February 2017.

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

**IMITACIÓN DE ARRECIFE CON FORMAS ORGÁNICAS  
PARA LA DEFENSA DE LA COSTA**

*Ríos Pérez Ana Gabriel, Mendoza Edgar, Silva Rodolfo*

*Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México. Circuito Escolar S/N, Edificio 5,  
Ciudad Universitaria, Del. Coyoacán, México D.F., México. C.P. 04510  
ARiosP@iingen.unam.mx, emendozab@iingen.unam.mx, rsilvac@iingen.unam.mx*

**RESUMEN:**

La costa está sometida a desequilibrios como consecuencia de múltiples causas: oleaje, mareas y corrientes, variaciones del nivel medio del mar, construcción de obras marítimas que interrumpen las corrientes litorales y el transporte de sedimentos, desarrollo de áreas costeras y urbanismo masivo en la zona activa de las playas, entre otros. Todo ello provoca la erosión o acreción de un gran número de playas. Esta situación se ha convertido en un problema preocupante, que debe ser atendido, en busca de soluciones que garanticen su estabilidad. Con este fin, se han utilizado diferentes métodos de protección, la mayoría de ellos basadas en la construcción de obras marítimas, de entre las que destacan los diques sumergidos. La investigación llevada a cabo y que se presenta en este artículo se centra precisamente en este tipo de obras costeras que combina formas geométricas y orgánicas para imitar la forma y funcionamiento de un arrecife de coral (acropora palmata), cuyo propósito es el de proteger y disipar la energía del oleaje. Se plantea el desarrollo de un diseño funcional y ambiental que permita definir las características fundamentales de un dique en función del efecto que se quiera inducir en la costa, satisfaciendo las demandas sociales y preservando o mejorando la calidad del medio ambiente litoral.

**ABSTRACT:**

The coast is subject to imbalances as a result of multiple causes: waves, tides and currents, variations in the mean sea level, construction of maritime works that interrupt the coastal currents and the transport of sediments, development of coastal areas and massive urban planning in the area active of the beaches, among others. All this causes the erosion or accretion of a large number of beaches. This situation has become a worrying problem, which must be addressed, in search of solutions that guarantee its stability. To this end, different methods of protection have been used, most of them based on the construction of maritime works, among which the submerged dykes stand out. The research carried out and presented in this article focuses precisely on this type of coastal works that combines geometric and organic forms to imitate the shape and functioning of a coral reef (acropora palmata), whose purpose is to protect and dissipate the energy of the waves. The development of a functional and environmental design that allows to define the fundamental characteristics of a dike in terms of the effect that is wanted to induce on the coast, satisfying the social demands and preserving or improving the quality of the coastal environment.

**PALABRAS CLAVES:** defensa de la costa; pieza modular; acropora palmata

## INTRODUCCIÓN

El equilibrio de un sistema de playa, en régimen micromareal, depende de los balances entre el oleaje y el sedimento. Las olas son el principal motor del sedimento a partir de las fuerzas propias del movimiento de la masa de agua con oscilaciones en la superficie y los fenómenos asociados con la rotura (turbulencia, distribución de la energía, corriente de resaca). De la interacción entre el sedimento y el oleaje dependen la forma y otras características físicas de la playa.

Con base en lo anterior, uno de los principales mecanismos a que se recurre para la defensa de la costa es la colocación de barreras, paralelas a la costa y no ligadas a ella, para la atenuación de la energía del oleaje. Estas barreras han sido empleadas en muchos sitios a nivel mundial con grados de éxito muy variados. Actualmente, el reto de disminuir la huella ecológica mimetizando lo mejor posible las estructuras naturales sin perder certeza y efectividad es el principal objeto de investigación a este respecto.

En este trabajo se presenta una propuesta de dique de piezas modulares, que combina formas geométricas y orgánicas para imitar la forma y funcionamiento de un arrecife de coral acropora palmata. Se pretende que la estructura sea de fácil colocación y que, por efectos de atenuación de energía potencial y cinética, turbulencia y rugosidad, sea capaz de ofrecer los servicios ecosistémicos de protección y hábitat. Su característica modular permite contar con diques rompeolas “flexibles”, cuya forma pueda ser modificada, aumentando o reduciendo dimensiones, o simplemente cambiando su forma (Medina, 2006).

El objetivo central de este trabajo es entender la respuesta morfodinámica de un perfil de playa en presencia de la estructura modular. A su vez, se busca evaluar el desempeño hidrodinámico del arrecife artificial a fin de mejorar su diseño.

1. Conocerla variación de los vectores de velocidad del flujo a lo largo de un dique sumergido para tener un mejor entendimiento de como reaccionan estas ante un obstáculo y ante diferentes condiciones de oleaje.
2. Satisfacer las demandas sociales y preservar o mejorar la calidad del medio ambiente litoral, al favorecer con sus efectos en la costa el uso y disfrute de las playas y permitir, simultáneamente, el desarrollo de sistemas arrecifales, potenciando así la biodiversidad del medio.

## METODOLOGÍA

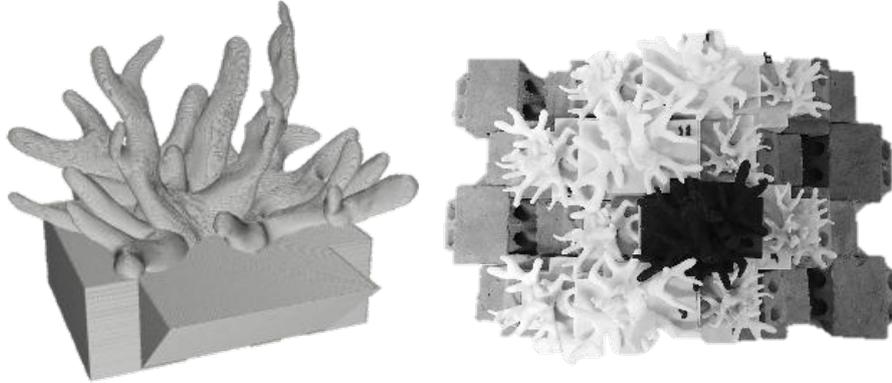
Se realizaron ensayos de laboratorio en el canal de olas del Instituto de ingeniería de la UNAM que tiene 37 m de largo, 0.8 m de ancho y 1.2 m de profundidad. La pala tipo pistón con que se generan las olas está instrumentada con un sistema de absorción activa. El canal se dividió en dos para probar dos perfiles de playa de manera simultánea (denominados A y B).

Se colocaron un total de 5 probetas de nivel por conductividad para registrar la variación de la superficie libre del agua en cada perfil. También se colocaron dos perfiladores de velocidad ultrasónicos, uno antes y otro después del dique, en cada uno de los perfiles.

Se consideraron dos diques tipo arrecife con dimensiones de 15 y 30 cm altura y longitudes de 48 y 60 cm respectivamente, colocados de tal forma que la cresta del mismo se encontrará a nivel de la superficie del agua.

## PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL

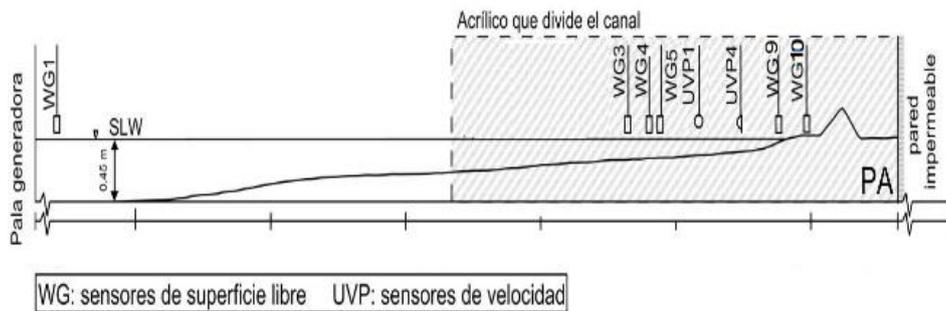
El elemento propuesto que forma el dique cuenta con tres piezas tipo, cuyas caras tienen una inclinación de  $45^\circ$  respecto a la horizontal y dos salientes en los costados, las cuales permiten que exista trabazón entre los elementos aledaños (Monroy, 2013), sobre éstas se encuentra la réplica de arrecife de coral. Con ello se conforma un dique de altura variable con distribución similar a la que se conoce en estructuras arrecifales naturales, Figura 1.



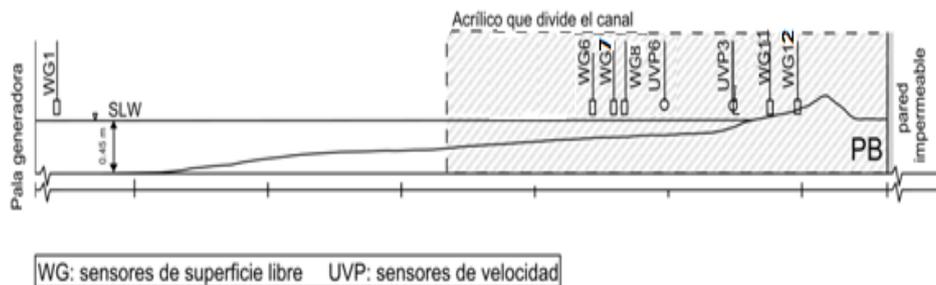
**Figura 1.-** Izquierda, réplica de coral. Derecha, configuración del dique.

En el perfil A, la duna tiene una altura de 0.219 m con un ancho en la base de 0.77 m, la pendiente en la cara expuesta es de  $26^\circ$  y la cara protegida de  $32^\circ$ . Tiene una berma horizontal con longitud de 0.35 m, desde ahí la pendiente media de la playa es de  $8^\circ$  con una continuación de  $3^\circ$  hasta llegar al fondo del canal, Figura 2.

La duna del perfil B, tiene una altura de 0.2 m con una anchura en la base de 1.25 m, la pendiente de lado expuesto de la duna es de  $16^\circ$  y la de la cara protegida es de  $20^\circ$ . La pendiente de la playa es de  $5^\circ$  desde el pie de la duna hasta tocar el fondo del canal, Figura 3.



**Figura 2.-** Esquema del modelo para el perfil A.



**Figura 3.-** Esquema del modelo para el perfil B.

Ambos perfiles se prolongan, desde el pie de la cara protegida de la duna, hacia “tierra” con una superficie plana de 0.9 m terminada en una pared impermeable.

La metodología que se siguió fue construir el perfil con arena procurando no compactar el material, colocar el dique, sensores y generar los trenes de oleaje. Al terminar el tren, se levantó la topografía final. Los trenes de oleaje que se ensayaron fueron los siguientes:

**Tabla 1.-** Valores de las variables consideradas en cada tren de oleaje ensayado.

| Ensayo             | h(m) | T(s)  | H(m) | Altura de la estructura (m) |
|--------------------|------|-------|------|-----------------------------|
| <b>E1, E6, E11</b> | 0.45 | 0.894 | 0.05 | 0.15 y 0.30                 |
| <b>E2,E7</b>       | 0.45 | 1.118 | 0.05 | 0.15 y 0.30                 |
| <b>E3, E8</b>      | 0.45 | 0.894 | 0.10 | 0.15 y 0.30                 |
| <b>E4, E9,E12</b>  | 0.45 | 1.118 | 0.10 | 0.15 y 0.30                 |
| <b>E5, E10,E13</b> | 0.48 | 1.118 | 0.10 | 0.15 y 0.30                 |

## RESULTADOS

Después de realizarse los experimentos y procesar los datos obtenidos de los sensores de nivel, se procedió a utilizar la metodología de Mansard 1980, para describir la transmisión, reflexión y disipación de energía de los diques modulares ensayados en canal, partiendo de la sección tipo que se hace referencia en la figura 1, para estimar la energía transmitida, disipada y reflejada por los diques modulares.

**Tabla 2.-** Coeficientes de reflexión, transmisión y disipación para perfil A y B de cada ensayo, de acuerdo a cada tren de oleaje

| CODIGO | PERFIL A |         |          | PERFIL B |        |         |
|--------|----------|---------|----------|----------|--------|---------|
|        | KR       | KT      | D        | KR       | KT     | D       |
| E1-15  | 0.3372   | 0.1679  | 0.4949   | 0.3735   | 0.5244 | 0.1022  |
| E6-15  | 0.1774   | 0.0978  | 0.7249   | 0.3001   | 0.1959 | 0.5041  |
| E11-30 | 0.1057   | 0.0263  | 0.8680   | 0.3437   | 0.1214 | 0.5350  |
| E2-15  | 0.1543   | 0.3856  | 0.4601   | 0.2263   | 0.7808 | -0.0071 |
| E7-30  | 0.1260   | 14.6382 | -13.7642 | 0.1466   | 4.0041 | -3.1507 |
| E3-15  | 0.1233   | 0.8687  | 0.0080   | 0.1149   | 0.4346 | 0.4505  |
| E8-30  | 0.1680   | 0.0739  | 0.7582   | 0.3344   | 0.2195 | 0.4461  |
| E4-15  | 0.1516   | 0.3109  | 0.5375   | 0.1370   | 0.6793 | 0.1836  |
| E9-30  | 0.0976   | 9.7143  | -8.8119  | 0.1732   | 3.7142 | -2.8874 |
| E12-30 | 0.0360   | 0.0256  | 0.9384   | 0.1182   | 0.1515 | 0.7303  |
| E5-15  | 0.1286   | 2.6758  | -1.8044  | 0.1881   | 0.8155 | -0.0036 |
| E10-30 | 0.1605   | 0.0777  | 0.7618   | 0.2038   | 0.2632 | 0.5330  |
| E13-30 | 0.1379   | 0.0172  | 0.8448   | 0.2107   | 0.0716 | 0.7176  |

Para analizar la respuesta morfológica se dibujaron los perfiles con los cuales se obtuvieron los desplazamientos del material granular en longitud ( $\Delta y$ ) y profundidad ( $\Delta z$ ), parámetros para determinar las características geométricas del dique (Número de Iribarren a pie de dique), así como el volumen desplazado.

La figura 4, muestra el ensayo doce (E12), en el cual se observa un perfil ideal, el perfil después del ensayo y la ubicación del dique para ambos perfiles. En el perfil A se observa pérdida de sedimento en la parte media de la duna, acreción en la parte baja de la misma hasta poco más de la mitad de la berma, así como erosión en zona de lavado y a creación de barras hasta pie de dique.

Para el perfil B se percibe erosión y retroceso en la línea de costa en la duna y en la playa sumergida, formándose una barra entre estas.

Se relacionó el desplazamiento del material granular con respecto al tirante de agua de cada ensayo con el número de Iribarren a pie de dique  $I_{rp}$ , figura 5. Se presentan desplazamientos considerables en ambos perfiles, principalmente longitudinales. En el perfil A se tiene acreción en los ensayos E12, E9, E7, E6, E11, E8 y E2, mientras que en el perfil B se da en los ensayos E3 y E6. Así también se observa erosión aunque en menor medida en el perfil A. Se observa que para los ensayos E12 y E9 tienden a la acreción longitudinal en el perfil A mientras que en el B existe erosión, ambas con valores altos.

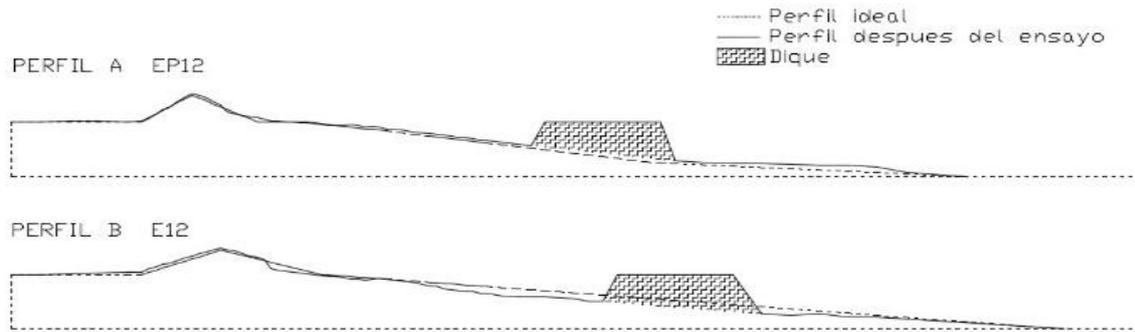


Figura4.- Perfiles de playa antes y después del ensayo.

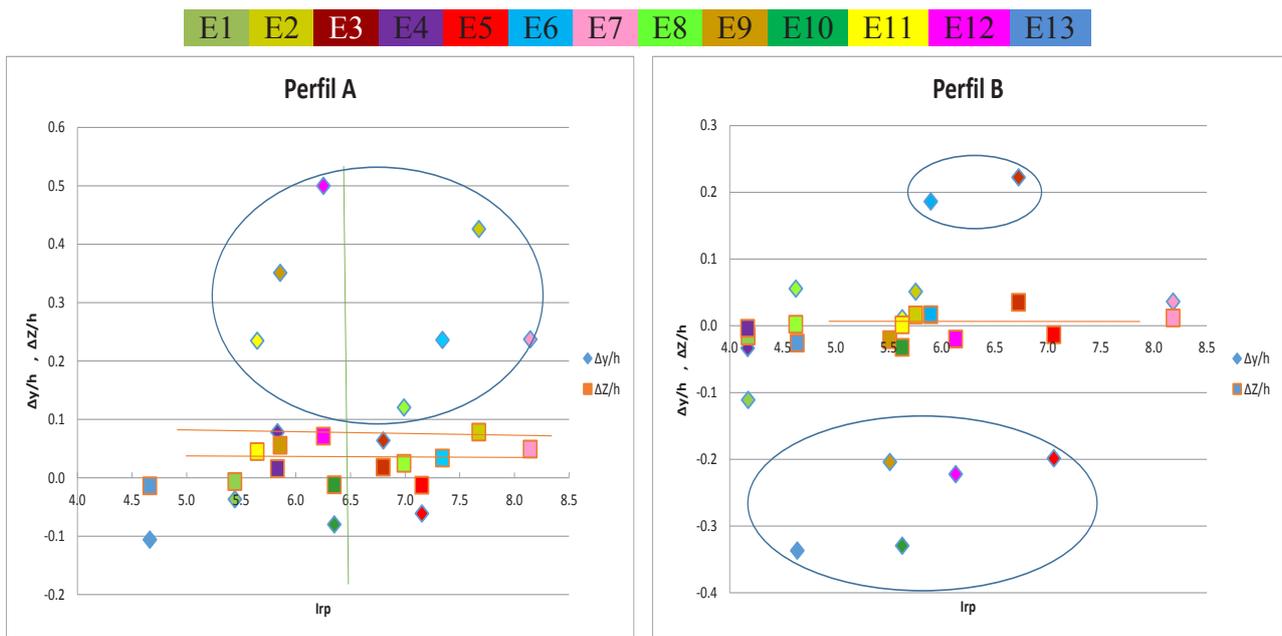
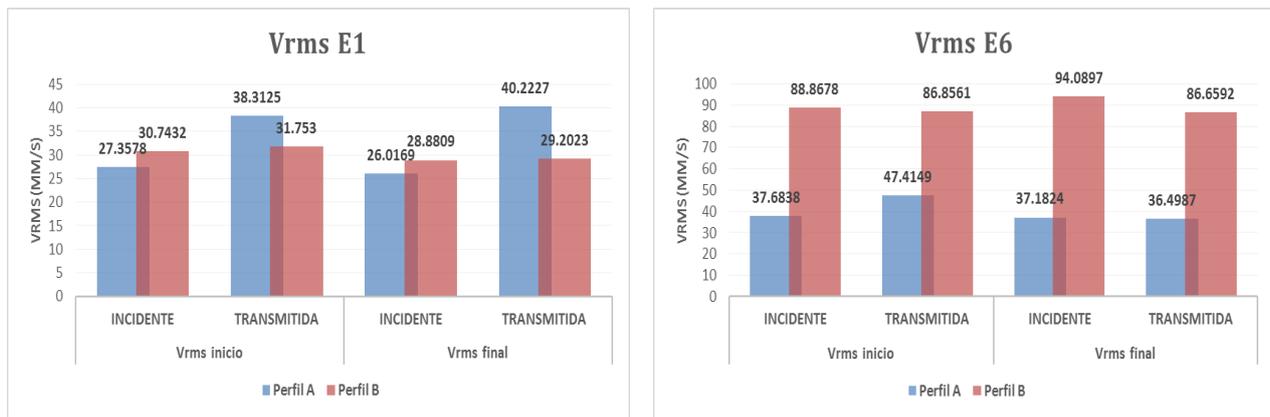


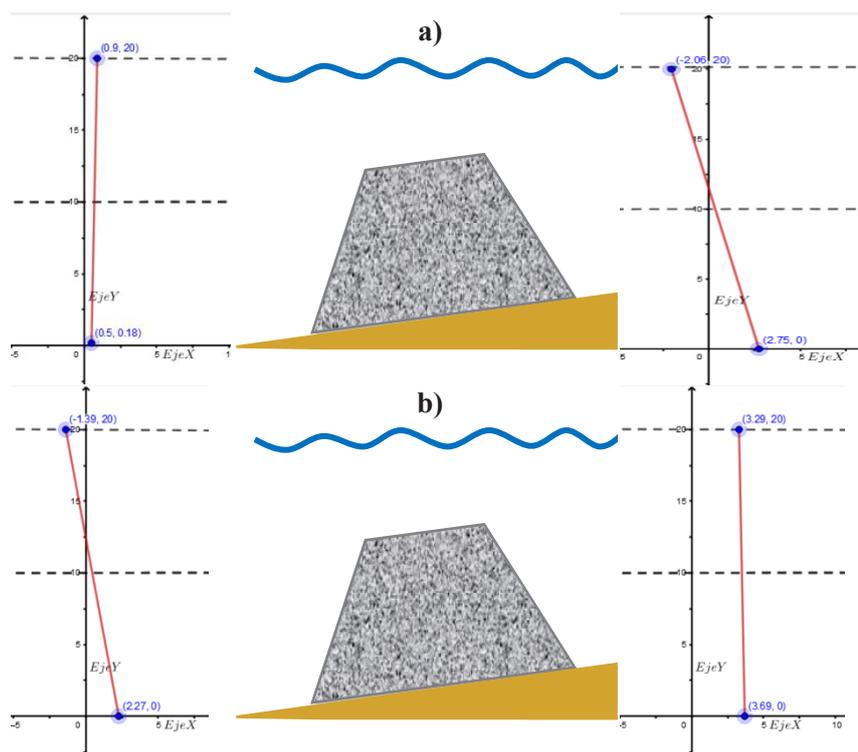
Figura 5.- Resultados morfológicos: Relación entre el Número de Iribarren a pie de dique y el desplazamiento de línea de costa  $\Delta y/h$ ,  $\Delta z/h$ , en los perfiles A y B.

Con relación al comportamiento hidrodinámico se obtuvieron diagramas de velocidad del oleaje antes y después del dique, realizando la comparación de la velocidad cuadrática media incidente y la transmitida a través del dique permitió obtener el valor absoluto de todas las velocidades, figura 6; en esta se ejemplifica el ensayo uno y el seis (E1, E6) en el cual se consideran los mismos parámetros de oleaje; se observa que las velocidades transmitidas en el perfil A se incrementan al inicio del ensayo para ambos perfiles, mientras que ya al finalizar la velocidad no se comporta igual, mientras en E1 aumenta la velocidad transmitida, en E6 disminuye. Para el perfil B, el comportamiento es diferente, entre tanto E1 al inicio y final aumenta la velocidad transmitida, en E6 disminuye, no obstante los valores que presentan son pequeños.



**Figura 6.-**Resultados hidrodinámicos: Velocidad cuadrática media incidente y transmitida a través del dique en los perfiles A y B.

Teniendo en cuenta que en cada punto de la sección hay una velocidad particular y que la velocidad máxima está en la superficie y en el fondo la velocidad es mínima, se realizó un diagrama de velocidades que permitirá observar su distribución. En la figura 7, se observa a los costados la distribución de velocidades al inicio y final del ensayo uno (E1) a 20 cm de profundidad; la figura 5a ejemplifica el inicio del ensayo, en esta se presenta la velocidad máxima en la superficie, mientras que al finalizar se encuentra en el fondo; la figura 5b muestra las velocidades más altas en el fondo.



**Figura 7.-**Resultados hidrodinámicos: Diagrama de velocidades E1 perfil A; a) al inicio del ensayo, b) final del ensayo.

## CONCLUSIONES

A partir de las diversas configuraciones de dique fue posible determinar la capacidad que tienen de disipar energía, mostrando mejoras de un perfil a otro; observándose que aquella estructura más robusta y de mayor altura presenta la disipación más alta.

Cuando el nivel del mar aumenta la zona de oleaje se expande sometiendo una gran porción de la playa al transporte marítimo, erosionando la superficie y generando un banco de arena en alta mar.

El comportamiento morfológico es distinto, ya que depende de la distancia del dique a la playa y del perfil en sí, causando que la misma sea o no susceptible a la erosión. Así pues, el mayor desplazamiento en cualquiera de los perfiles es longitudinal, generalmente si el desplazamiento del sedimento es positivo o negativo se ve reflejado longitudinal y transversalmente, es decir, no existe desplazamiento negativo en una dirección y positivo en otro.

La erosión es diferente para cada perfil, mientras que las mayores afectaciones se dan en el perfil B (pendiente suave) cuando existe tormenta de alta y baja intensidad, en el perfil A no es tan significativo; no obstante, la acreción de playa se observa en ambos perfiles y se debe principalmente a la ubicación de la estructura y su cercanía con la superficie libre del agua, esto es, mientras más cerca este de está, el transporte de sedimentos hacia la playa es mayor.

De acuerdo a los ensayos realizados en este artículo, el equilibrio en un perfil reflejante se logra con un tren de oleaje de tormentas de alta intensidad, con altura de ola de 10 cm, periodo de 1.118 s y profundidad de 48 cm y una estructura pequeña ubicada a una distancia considerable bajo el tirante de agua, mientras que para un perfil disipativo de régimen medio se emplea una estructura más robusta colocada a nivel de la superficie libre.

En cuanto al comportamiento hidrodinámico, al considerar que se tiene una estructura de dimensiones considerables por la cual pasa un fluido, la velocidad tiende a disminuir, eso se vio reflejado en aquellos ensayos donde se colocó el dique más grande. Es posible observar que el perfil A es más propenso a que la velocidad aumente, esto es debido a que la pendiente de la playa permite incrementar la velocidad, creando peraltamiento en el oleaje. Asimismo, cuando se toman las lecturas al finalizar los ensayos las condiciones de velocidad pueden variar, debido a la incidencia del oleaje y la modificación en el perfil de playa.

Aunado a lo anterior y considerando el diagrama de velocidades, aquellos ensayos que cumplen con esta condición al comienzo y al final se presentan en donde las estructuras son más robustas y se encuentran colocadas a nivel de la superficie libre; no obstante los otros ensayos muestran que en el fondo se presenta velocidad máxima, probablemente debido a que al momento de que el oleaje siente la estructura tiende a peraltarse provocando así mayor movimiento de masa de agua en el fondo.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

**Donnelly, C.**(2007). “*Morphologic change by overwash: establishing and evaluating predictors*”. Journal of Coastal Research, Volume 50, pp. 520-526.

**Mansard E.P.D. and Funke E.R.**(1980) “*The Measurement of Incident and Reflected Spectra Using a least Squares Method*”. COASTAL ENGINEERING-1980, pp.154-172.

**Mariño T. I. and Acevedo M. C.** “*Guide to restore coastal protection services provided by coral reefs*”. Coastal Processes and Physical Oceanography Laboratory, CINVESTAV-Mérida, G-MX-010416 CINVESTAV.

**Monroy B. J. E.**(2013). “*Desarrollo de una nueva tipología de dique sumergido a partir de piezas homogéneas*”. Tesis, pp148.

**Odériz M.I.**(2014). “*Análisis morfodinámico de duna y perfil de playa en presencia de vegetación*”. Tesis, pp 119.

**R.Medina J., J. Muñoz J.,Begoña Tejedor, Gregorio Gomez Piña**(2006). “*Actuación experimental con diques modulares en Santa Ma. Del mar (Cadiz). Redes neuronales, socavación y licuefacción de arenas. II Congreso Nacional de la Asociación Técnica de Puertos y Costas*, pp. 301-323.

**Sallenger, A. H.**(2000). “*Storm Impact Scale for Barrier Islands*”. *Journal of Coastal Research*, pp. 890-895.

**Vidal César, Losada Miguel A., Medina Raúl e Losada Iñigo** (1994). “*Análisis de la estabilidad de diques rompeolas*”. Grupo de Ingeniería Oceanográfica y de Costas,E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad de Cantabria, Vol. 1 Núm. 1 pp. 18

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

**ESTABILIZACIÓN DE DUNAS EN PLAYAS DE  
MALDONADO-URUGUAY**

*Molina, B. y Steffenino, F.*

*Intendencia Departamental de Maldonado-Uruguay  
bmolina@maldonado.gub.uy - fsteffenino@maldonado.gub.uy*

**RESUMEN:**

Este documento reporta una experiencia piloto de estabilización de dunas en playas de Maldonado-Uruguay, mediante obra de geingeniería. Esta solución fue diseñada considerando las siguientes variables físicas medioambientales: perfil de playa, nivel de marea, dirección e intensidad del viento y oleaje y el componente estético, que jugó un rol preponderante, dado el uso recreativo de la playa. Consistió en la instalación de tubos de geotextil (polipropileno) a modo de núcleo de duna.

**ABSTRACT:**

This paper reports a pilot test experience of stabilization of sand dunes at the beaches of Maldonado-Uruguay, through geoengineering work. This solution was designed considering the following environmental physical variables: topographic beach profile, sea tide level, direction and intensity of the wind and waves, and the aesthetic component, which played a preponderant role, given the recreational use of the beach. It consisted in the installation of geotextile tubes (polypropylene) as a dune core.

**PALABRAS CLAVES:** Estabilización, dunas, geingeniería

## INTRODUCCIÓN

Las dunas y playas se encuentran entre los ecosistemas más dinámicos del planeta; dada la singularidad de constituir zonas de interfase entre la hidrósfera, la litósfera y la atmósfera. Las dunas brindan importantes servicios ecosistémicos, entre los cuales, resulta relevante a los objetivos del presente trabajo, la protección de los ecosistemas naturales y antrópicos que se encuentran hacia el continente, constituyendo barreras naturales para el avance del oleaje, fundamentalmente en eventos de temporal. Este servicio adquiere mayor relevancia en un escenario de calentamiento global, que supone un aumento del nivel del mar y variaciones en la frecuencia e intensidad de los temporales.

La urbanización a nivel mundial, se ha concentrado en el espacio costero, en consonancia con esto Maldonado se ha desarrollado urbanísticamente sobre el litoral del Río de la Plata y el Océano Atlántico, por lo que se ejerce presión sobre los ecosistemas costeros y marinos. Este trabajo presenta una aplicación práctica de estabilización de dunas, cuya dinámica natural ha sido alterada por acción del hombre.

El nuevo escenario que se observa en las costas del mundo exige nuevos enfoques de gestión (De Andrés y Barragán 2016). En particular, si se quiere que las dunas sigan actuando como barreras naturales, es necesaria su conservación. El avance del hombre con obras de infraestructura y edificaciones en el espacio costero, ha llevado a una situación actual de la Playa Mansa de Maldonado, en la cual, ante los últimos eventos de temporal las estructuras rígidas existentes han colapsado por la acción de las olas y han favorecido el arrastre de arena, con la consiguiente pérdida de dunas.

Se ha reportado que se pueden utilizar geotextiles de poliéster de alta resistencia, en forma de tubo o bolsa, para estabilizar las dunas (Pilarczyk, 1996; Gaffney, 2001). El tamaño de los tubos o bolsas debe ser el adecuado para que se conviertan en estructuras de gran peso que no puedan ser fácilmente removidas por las fuerzas del oleaje, al mismo tiempo que su flexibilidad les permite adaptarse a la socavación” (Gaffney, 2001).

En el mercado se ofrecen una gran cantidad de sistemas de estabilización de playas, que poseen una geometría, método de construcción o materiales especiales de propiedad de las firmas vendedoras de estos productos. La mayoría de estos sistemas son prefabricados de concreto o estructuras flexibles y no han sido adecuadamente probadas o ensayadas (U.S. Army Corps of Engineers, 1994). Este trabajo reporta una experiencia piloto de instalación de geotubos de tecnología Ten Cate; utilizado como núcleo de duna.

El diseño de los geotubos, de la cota de fundación y de la orientación para su instalación; se realizó a partir del diagnóstico de la situación de partida, que fue elaborado con los datos de relevamiento planialtimétrico del sitio y su entorno. Teniendo en cuenta los datos de clima medio de vientos registrados por IMFIA (2002) y los datos de clima medio de ola y niveles de marea analizados por Texeira et al. (2008).

Como resultado de este análisis se concluyó que la estabilización de duna que se quería conseguir requería la instalación de geotubos de 20 metros de largo, 2 metros de altura, 5 metros de ancho horizontal, con una cota de fundación de 1.8 metros sobre el cero oficial y un manto antisocavación aguas abajo del mismo con cota de fundación de 1,50 metros sobre el cero oficial.

## ANTECEDENTES

El Departamento de Maldonado tiene 120 km de costa, el cual puede ser subdividido en tres tramos en función de su comportamiento geomorfológico: a) tramo Atlántico, cuyo comportamiento es progradacional a escala geológica, b) tramo de Transición, caracterizado por estar en equilibrio y c) tramo Estuario que presenta un franco retroceso de la línea de costa (Texeira et al. 2008). La playa que se intervino está situada en la bahía de Maldonado, se la conoce localmente como Playa Mansa de Punta del Este, ubicada en las coordenadas Latitud  $-34.937523^\circ$  Longitud  $54.951272^\circ$ , es una playa urbana, que cuenta con infraestructuras de servicios turísticos y registra una gran intensidad de afluencia de usuarios. La misma presenta una orientación de Este a Oeste y está expuesta a las tormentas del cuadrante Sur-Sur Oeste. Se trata de un arco de playa encajada, entre Punta Ballena y Punta del Este y con la presencia dominante de la Isla de Gorriti, los estudios realizados Texeria et al. (2008) concluyen que se trata de un arco cuya posición es cercana al equilibrio estático y por tanto sin tendencia al retroceso o pérdida de playa, aunque a mediano y corto plazo se pueden registrar procesos puntuales que puedan afectar la estabilidad de las misma.

Las tormentas severas que se registraron en los años 2005 y 2016 afectaron seriamente su cordón de dunas y pusieron en riesgo las infraestructuras que estas dunas protegían. Después de cada uno de estos eventos de temporal, se socava el estacionamiento, se rompe el muro de contención del mismo y el oleaje arrastra arena desde la duna dejando un hueco en la playa. Por lo que es necesario, remover los escombros, reparar la infraestructura y cargar arena al sistema de playa. Todo lo que supone un alto costo ambiental y económico.

Se han reportado diferentes soluciones técnicas para estabilizar las dunas, minimizando el riesgo de erosión de los ecosistemas naturales y antrópicos que ellas protegen. Tradicionalmente se recorría a sistemas de estructuras duras que incluían la instalación de muros o espigones de concreto o piedra, actualmente se han desarrollado sistemas de estructuras blandas, como las construidas con geotextiles.

Kilarzyck (1996) ha señalado que el uso de sistemas constructivos con geotextiles presenta una mejor relación costo/beneficio que los sistemas tradicionales. El uso de estos sistemas de estructuras blandas, se ha extendido en los espacios costeros del hemisferio Norte, donde se han utilizado de diferentes formas: como espigones, muros de contención o núcleo de duna (Antúnez do Carmo 2013, Murillo 2017, Soledispa 2004).

## METODOLOGÍA

La estabilización de dunas, mediante la instalación de tubos de geotextil (polipropileno), se realizó en un tramo de 200 metros lineales de costa y la técnica constructiva utilizada se ajustó en diálogo con técnicos del proveedor (TenCate).

El primer paso para diseñar la solución fue definir la situación base o de partida, es decir, describir el comportamiento de ese tramo de costa en el corto y mediano plazo, interpretando como interactúan las variables físicas que intervienen en forma determinante.

Los estudios previos de la costa establecían que el arco de playa está en una situación de equilibrio casi estático, con una alta presión urbanística y de infraestructura de servicios públicos y turísticos.

Las variables físicas medioambientales consideradas fueron:

- a) Relevamiento planialtimétrico

En sitio se procedió a realizar un relevamiento planialtimétrico del perfil de playa desde la línea de ribera hasta el coronamiento de las dunas.

#### b) Clima medio de vientos

El análisis de los datos registrados en la estación meteorológica Punta del Este, localizada a menos de 2 km del sitio de estudio, permite concluir que los vientos más intensos en velocidad son del cuadrante Sur-Sur Oeste, los vientos de este sector pueden alcanzar los 100 km/h con un período de retorno asociado de 10 años (IMFIA 2002).

Se resalta que los vientos de este sector inciden directamente sobre el tramo de costa intervenido.

#### c) Clima medio de olas

En general en la costa de Río de la Plata en Maldonado coexisten dos tipos de oleaje; el oleaje producido por acción del viento sobre la superficie del agua, denominado oleaje de viento o “Sea” y el oleaje de mar de fondo o “Swell” que se genera en aguas profundas y se propaga hacia la costa y va perdiendo energía a medida que ingresa al estuario, por la poca profundidad del agua (Teixeira et al. 2008). Estos autores calcularon el clima de olas, utilizando información registrada y propagada hacia la costa de Maldonado mediante modelación numérica, junto con el cálculo de oleaje a partir de los datos de viento, se obtuvo el clima de olas en siete puntos o boyas virtuales a lo largo de toda la costa del departamento de Maldonado, estando una de estas boyas virtuales (Piedras del Chileno) situada en el arco de playa en el que se realizó la intervención. Para estas boyas se calculó la altura de ola significativa  $H_s$  o  $H_{1/3}$  se obtiene al calcular la media de alturas de ola del tercio de olas más altas dentro del grupo de olas considerado. Se considera que la altura de ola significativa es equivalente a la altura de ola del momento de orden cero  $H_{m0}$ .

En esta zona el oleaje tipo “Sea” u oleaje de viento es el que genera las olas de mayor altura. Si bien según las modelaciones la altura de ola significativa se mueve en un rango que va desde los 0.4 m a los 4.8 m para el diseño se consideró una altura de ola significativa que se encuentra en el rango de los 2.0 m a 2,4 m con una frecuencia de ocurrencia de 8%.

#### d) Niveles de marea

Este dato fue decisivo a la hora de definir la cota de fundación de los geotubos y se procedió de la siguiente manera. En primera instancia se obtuvieron los datos de marea registrados en la estación hidrométrica del puerto de Punta del Este perteneciente a la Dirección Nacional de Aguas durante la ocurrencia de las tormentas severas que ocasionaron los daños en 2016. Posteriormente se compararon las lecturas obtenidas durante esos eventos con el análisis de máximos realizado por Teixeira et al. (2008), de esta manera se pudo determinar que la cota de marea alcanzada tiene un período de retorno de 10 años.

En la figura 1 se presentan dos imágenes que ilustran de forma clara el comportamiento de las variables antes descritas en la costa, las mismas fueron tomadas durante el temporal de septiembre de 2016, es preciso mencionar que una de las boyas virtuales utilizadas en la modelación de oleaje realizado en el estudio Teixeira et al 2018 se encontraba frente a la playa Piedra del Chileno, imagen de la izquierda, y en la otra imagen se muestra un proceso similar al que ocurre en el tramo de estudio de crecida del mar y consecuente erosión del cordón dunar primario.



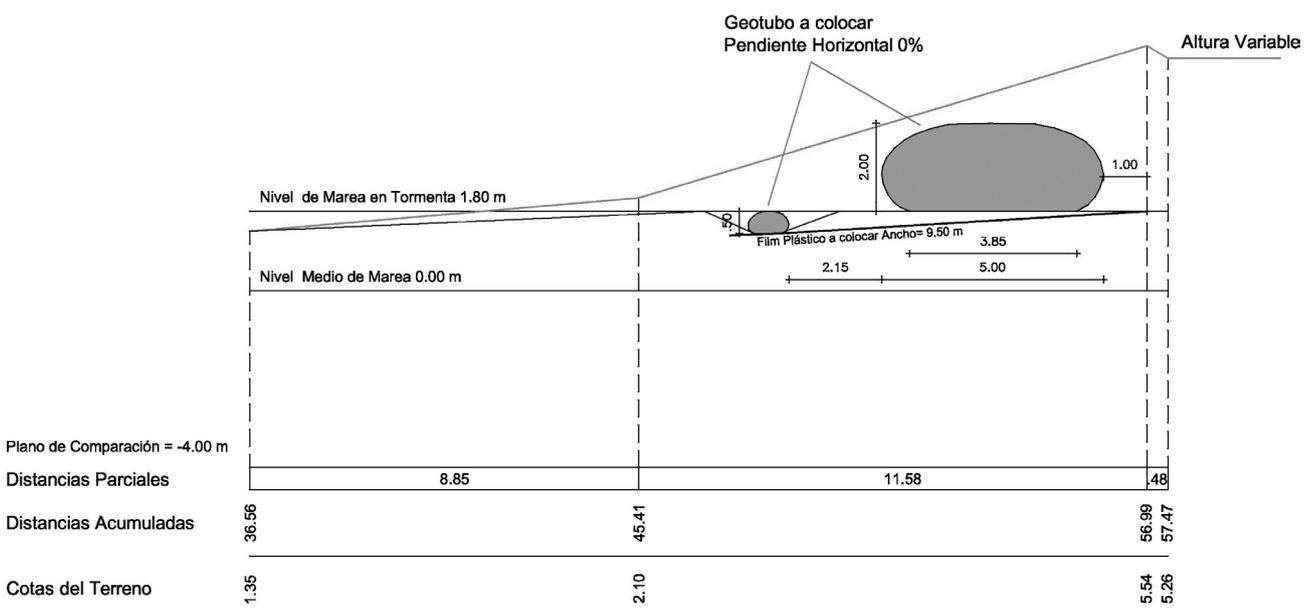
**Figura 1.-** Imágenes de playa Piedra del Chileno y Solana durante evento severo septiembre 2016.

Del análisis y valoración del comportamiento del perfil de playa, clima medio de vientos, clima medio de olas y niveles de marea, surgió el diseño de la solución a instalar en referencia al tipo, geometría e implantación.

Esquemáticamente los trabajos consistieron en la colocación y llenado de geotubos y su manto anti socavación asociado. Estos geotubos fueron recubiertos con arena y se hizo una cobertura con vegetación típica de estos ambientes. En la etapa de diseño las principales variables físicas medioambientales consideradas fueron nivel de marea, dirección e intensidad del viento y oleaje, el uso de la playa y el componente estético, que jugó un rol preponderante, dado el uso recreativo de la playa.

Concretamente se tratan de geotubos de 20 metros de largo, 2 metros de altura, 5 metros de ancho horizontal, con una cota de fundación de 1.8 metros sobre el cero oficial y un manto antisocavación aguas abajo del mismo con cota de fundación de 1,50 metros sobre el cero oficial. Se definió la cota de fundación del geotubo a 1,80 msnm, nivel que está asociado al de marea durante tormentas con un Tr 5 años (Figura 2).

**Perfil Tipo N° 2** Escala: 1=500



**Figura 2.-** Perfil de instalación

Las dimensiones geométricas de cada unidad del geotubo son las siguientes Largo 20 metros y Ancho 5 metros, Altura 1,8 metros. Se hizo especial hincapié en el color de los geotubos (arena) dado que en caso de quedar expuestos su presencia sea lo más discreta posible.

Constructivamente la colocación y llenado es un procedimiento ágil y económico, se llenaron a razón de 1 unidad al día y para ello se utilizó arena del lugar. La primera etapa de la construcción consistió en retirar del lugar todos los escombros y elementos cortopunzantes que pudieran afectar la estructura. Luego se niveló el terreno y se replanteo la posición de los geotubos. El bombeo de la arena con agua, para el llenado se realizó con una bomba adosada a la pluma de una retroexcavadora y accionada por el sistema hidráulico de la misma, el caudal de bombeo se estima en unos 400 m<sup>3</sup>/h. La tubería utilizada tenía un diámetro de 8 pulgadas y se llenaban dos puestos en forma simultánea, se mantuvo una ratio Arena/ Agua del 0.4 o menor para asegurar un llenado uniforme de los geotubos (Figura 2).

El lugar de préstamo del material para el llenado en este caso fue la línea de ribera, distante a unos 50 metros lineales del emplazamiento de los geotubos, es importante destacar que no se constataron afectaciones en la línea de ribera por la extracción de este material. Durante el llenado es importante controlar la uniformidad en la distribución del relleno, la forma y la altura de llenado.

Una vez que el geotubo estaba lleno se procedía al tapado del mismo con arena en casi su totalidad, dejando únicamente su extremo o cabezal libre para poder realizar el solape con la siguiente unidad, en este caso en particular el solape era de casi dos metros. Se concedió mucha importancia a las obras periféricas o anexas como ser la gestión de las aguas pluviales y a la revegetación de la duna construida.

Para los pluviales que evacuan el agua de las infraestructuras adyacentes por sobre la duna construida se instalaron colchones “reno” rellenos con piedra para conformar canales someros por sobre la duna, de esta manera se evita la formación de cárcavas. Para la revegetación y fijación de la arena, para prevenir la voladura por acción del viento se procedió a plantar especies características de ambientes costeros.



**Figura 3.-** Fotos del lugar y de la instalación

## CONCLUSIONES

En comparación a sistemas tradicionales de estabilización de dunas y playas, el impacto de la construcción es menor tanto en intensidad como en duración y presenta la ventaja de poder ser retirado del lugar con un esfuerzo relativamente menor en caso de deterioro.

Las desventajas para el uso de geotubos en la costa, señaladas por Soledispa (2004) a saber, posible socavación y pérdida de valor paisajístico, fueron resueltos en etapa de diseño. Así la técnica constructiva incluyó la instalación de un manto antisocavación, que sería el que minimizaría la socavación del geotubo por la acción de las olas y haría que la estructura como un todo se adaptara a la nueva forma del terreno, se eligió una cota de fundación en función de los niveles de marea

registrados durante eventos severos con el objetivo de minimizar la acción la erosión de estos sobre el cordón dunar. La instalación de geotubos color arena para minimizar el efecto visual ante una eventual exposición y la revegetación de la duna, aseguran el mantenimiento del valor paisajístico del lugar.

Si bien el diseño fue realizado para eventos con recurrencia de 5 años, y no se han registrado eventos de temporal de la magnitud del ocurrido en 2016, si han ocurrido eventos de temporal en los cuales la altura de la marea llegó hasta la duna estabilizada, aunque con olas de menor altura,

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

**Antunez do Carmo, J.** (2013) “Experiência de recuperação de um sistema dunar e proposta de instrumentos complementares de proteção, atração e valorização ambiental” *Revista da Gestão Costeira Integrada* 13(3):317-328

**De Andrés, M.; Barragán, J.M.** (2016) “Desarrollo Urbano en el Litoral a Escala Mundial. Método de Estudio para su Cuantificación”. *Revista de Estudios Andaluces*, vol.33 (1), 64-83.  
<http://dx.doi.org/10.12795/rea.2016.i33.04>

**Gaffney D.** (2001) “Geotextile tubes used to combat beach erosion”. IECA. *Shoreline stabilization. Soil stabilization series*. Vol. 16. pp.16

**IMFIA** (Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental) (2002). “Análisis de vientos de las Estaciones de Carrasco, Colonia y Punta del Este”. IMFIA-UDELAR

**Pilarczyk, K.W.** (1996). “Geotextile systems in coastal engineering – an overview”, *Coastal Engineering Proceedings*, Vol. 1

**Murillo, J.** (2017) “Diseño de sistema de espigones con geotubos para la protección del malecón Crucita”. UEES. Ecuador.

**Soledispa, B.** (2004) “La acelerada erosión de la playa del balneario Jambelí (varios métodos para su regeneración). *Acta Oceanográfica del Pacífico*, vol. 12 (1), 160-176

**Teixeira, L, G. López y R. Mosquera** (2008) “Caracterización General de la costa del Departamento de Maldonado”. IMFIA-UDELAR

**U.S. Army Corps of Engineers** (1994) “Coastal groins and nearshore breakwaters”. *Technical engineering and design guide* No. 6 American Society of Civil Engineers. P. 87

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

**PROJETO PILOTO PARA MONITORAMENTO E CONTENÇÃO DA  
EROSÃO DA PONTA DA PRAIA – SANTOS (SP)**

***Patrícia Dalsoglio Garcia, Tiago Zenker Gireli & Kelly Kawai Venancio***

*Universidade Estadual de Campinas - UNICAMP, Brasil*

*dgpatricia@fec.unicamp.br, zenker@fec.unicamp.br, kellkawai.v@gmail.com*

**RESUMO:**

O processo erosivo em andamento na região da Ponta da Praia em Santos, município mais relevante da Região Metropolitana da Baixada Santista, tem se acentuado consideravelmente nos últimos anos. Além de perdas expressivas de extensão da faixa de areia, houve um aumento do número de ressacas que, ao encontrarem um menor ambiente de amortecimento para as ondas (isto é, grandes faixas de areia que dissipariam a energia das ondas), acabam trazendo grandes prejuízos às estruturas urbanas da região. Por outro lado, em áreas costeiras degradadas, nas quais obras executadas no passado impactaram o ambiente costeiro e acentuaram muito a erosão, tornam a modelagem tão complexa, que inviabilizam seu uso como únicas ferramentas de suporte de decisão no que tange a construção de obras de proteção de costas. Neste sentido, uma base de dados de campo realizada de maneira contínua é vital tanto para verificação da resposta dos modelos as alterações do meio como também para auxiliar na tomada de decisão quanto as intervenções estruturais provisórias e definitivas para conter o avanço da erosão. Neste sentido, a implantação e monitoramento de projetos-piloto a serem executados na região costeira constituem-se em uma alternativa viável a curto prazo. Estas obras têm por objetivo também colaborar para ampliar o conhecimento sobre os impactos nas áreas adjacentes e indicar intervenções definitivas para as regiões mais afetadas e/ou de interesse.

**ABSTRACT:**

The erosive process at Ponta da Praia in Santos has increased over the last years. Besides significant losses in extension of sand beach, frequency of storm surges has been higher resulting in structural damages in avenues, streets, sidewalks, and walls used to protect the beachfront infrastructure. With smaller sand area, waves from storm surges do not dissipate enough energy and, consequently, carry considerable destructive power over the constructions. On the other hand, in degraded coastal areas, in which building were executed, it has impacted the coastal environment and have seriously increased the erosion, making the numerical modeling pretty complex that it is impossible to use it as the only decision support tool to coastal protection buildings. In this sense, a continuously field survey is vital to control the modeling results and also to aid in decision making and as provisional and definitive structural interventions to contain the erosion advance. Thus, the implementation and monitoring of pilot projects to be carried out in the coastal region constitute a viable alternative in the short term. These buildings also are important to increase the knowledge about the impacts of the adjacent areas and to indicate definitive interventions for the regions most affected.

**PALAVRAS CHAVES:** erosão costeira; modelagem matemática; obras de proteção de praia leves

## INTRODUÇÃO

O município de Santos está localizado no litoral sul do estado de São Paulo, sendo sua décima maior cidade, a 72 quilômetros da capital paulista. Possui 419.400 habitantes, segundo dados do Censo 2010 do IBGE. Atualmente, o Porto de Santos é o maior da América Latina, com seus 13 quilômetros de extensão. A atividade portuária faz com que a cidade seja, economicamente, a mais importante da Região Metropolitana da Baixada Santista. Além disso, tem como atrativo seus sete quilômetros de praia, que se estendem da Ponta da Praia ao Emissário Submarino. Na Figura 1 é apresentada a localização da região de estudo.

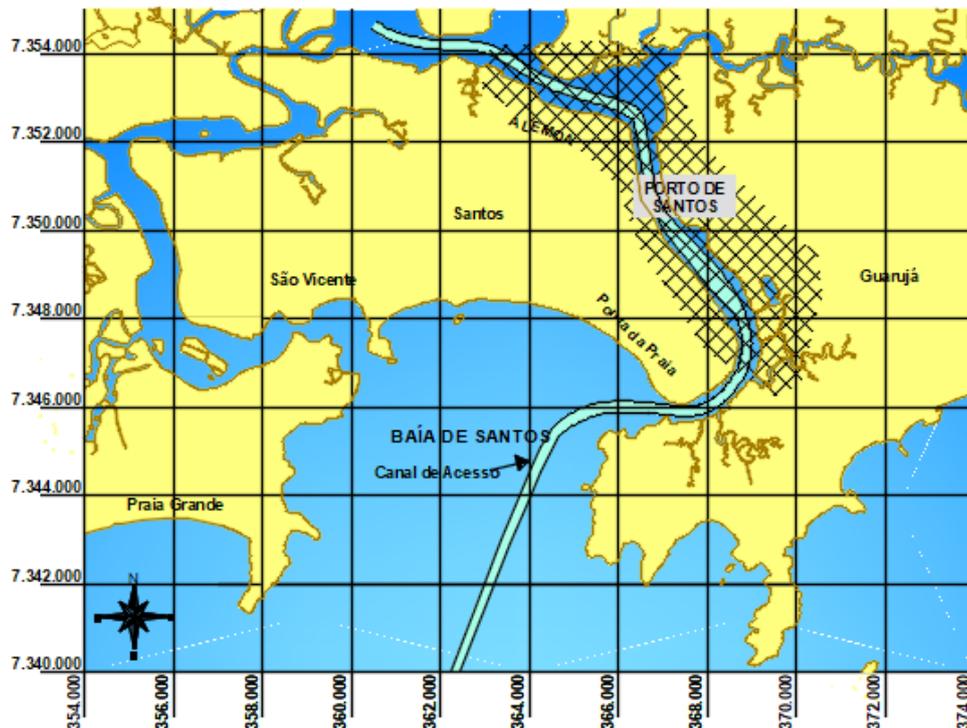


Figura 1.- Localização da região de estudo – Santos

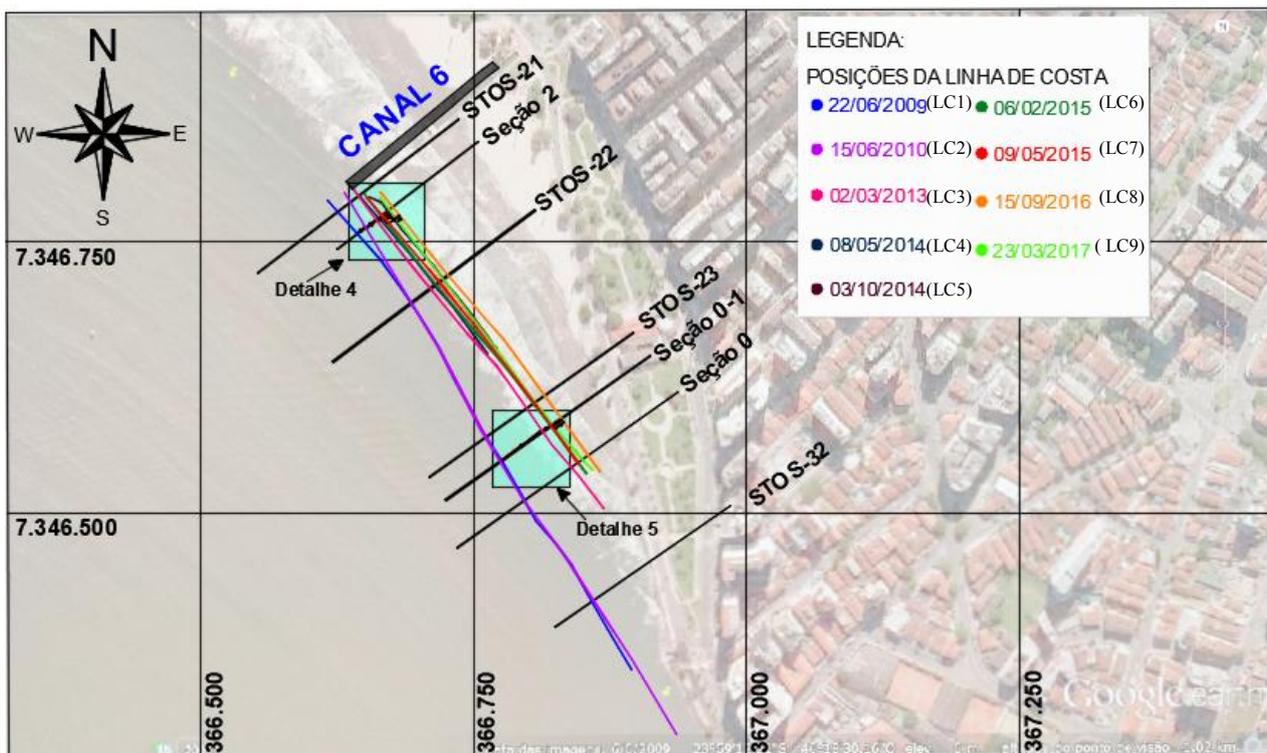
A dinâmica costeira de toda a Baía de Santos tem se modificado ao longo dos últimos 40 anos, principalmente em função da ocupação desordenada a linha de costa e as intervenções estruturais para melhoria e proteção do patrimônio, as atividades de dragagem do Porto de Santos incluindo o aprofundamento de alargamento do canal de acesso em 2010, além das próprias modificações do clima de ondas local (ITALIANI,2014).

A região da Ponta da Praia encontra-se atualmente em condições críticas de erosão visto a faixa de areia é praticamente inexistente e a prefeitura de Santos tem feito intervenções emergenciais no local, tais como alimentação artificial com areia retirada de dentro dos canais 2 e 3 e colocação de pedras junto aos muros de praia para tentar proteger as estruturas existentes. Tais medidas têm sido aplicadas sem estudos técnicos, sendo ineficientes na contenção dos efeitos causados pela erosão costeira. Na Figura 2 são apresentadas imagens do local após uma ressaca em junho de 2016.

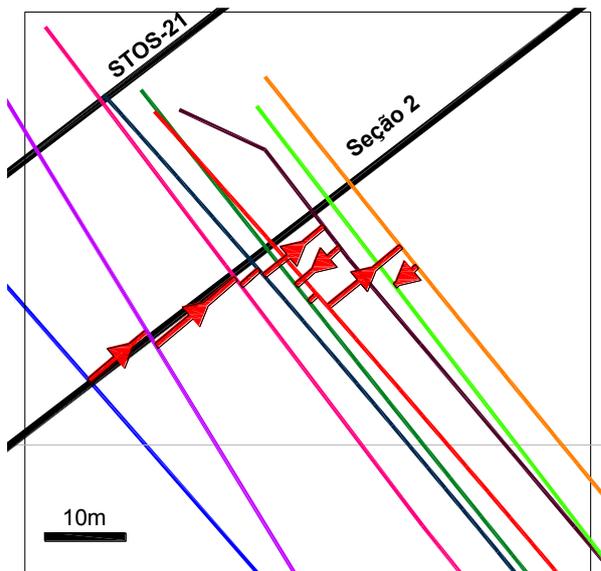


**Figura 2.-** Localização da região de estudo – Santos  
 Fonte: adaptado de Venancio (2018)

A região da Ponta da Praia possuía, em meados do século XX uma extensa faixa de areia, que foi sendo perdida ao longo do tempo. Segundo Venancio et al (2017), as observações de campo mostram uma aceleração deste processo de erosão costeira desde 2010, que passou a apresentar uma taxa de recuo superior a 6 metros por ano nas seções mais afetadas. Na região da ponta da praia o recuo chegou a 57,4m, fazendo com que a faixa de areia emersa fosse totalmente perdida. Na Figura 3 é apresentada a evolução das linhas do zero do Nível de Redução da Marinha (0 DHN) obtidas a partir dos levantamentos de campo e de análises de imagens de satélite e nas Figuras 4 e 5 são destacadas os avanços e recuos de cada intervalo para as área 4 e 5 apontadas na Figura 3 (VENANCIO, 2018).



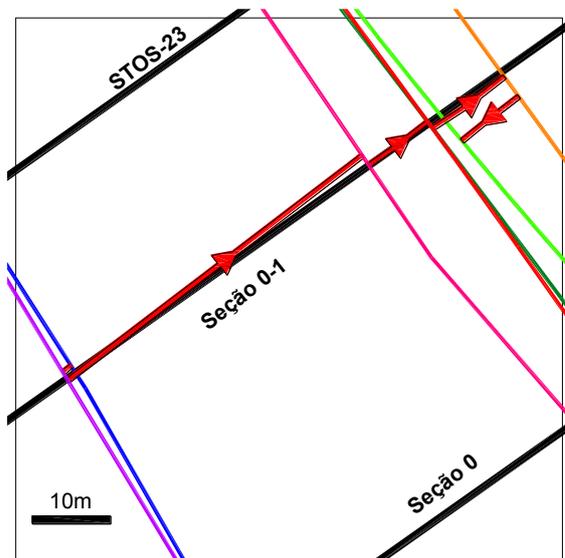
**Figura 3.-** Posições da linha de costa na região entre o Canal 6 e a extremidade da praia  
 Fonte: adaptado de Venancio (2018)



| Detalhe 4       |             |
|-----------------|-------------|
| Linhas de costa | Varição (m) |
| LC 1 – LC 2     | -9,3        |
| LC 2 – LC 3     | -12,8       |
| LC 3 – LC 4     | -2,8        |
| LC 4 – LC 5     | -9,8        |
| LC 5 – LC 6     | +7,3        |
| LC 6 – LC 7     | -0,9        |
| LC 7 – LC 8     | -12,2       |
| LC 8 – LC 9     | +3,4        |

**Figura 4.-** Caminhamento da 0 DHN para o Detalhe 4 da Figura 3, resultando em um recuo total de 37,1 metros para a seção 2

Fonte: adaptado de Venancio (2018)



| Detalhe 5       |             |
|-----------------|-------------|
| Linhas de costa | Varição (m) |
| LC 1 – LC 2     | +1,4        |
| LC 2 – LC 3     | -47,5       |
| LC 3 – LC 6     | -9,4        |
| LC 6 – LC 7     | -11,4       |
| LC 7 – LC 8     | 0           |
| LC 8 – LC 9     | +9,5        |

**Figura 5.-** Caminhamento da 0 DHN para o Detalhe 5 da Figura 3, resultando em um recuo total de 57,4 metros para a seção 2

Fonte: adaptado de Venancio (2018)

Concomitantemente, observações de campo mostram que a nova configuração topobatimétrica do Canal de Acesso do Porto de Santos, localizado muito próximo da região da Ponta da Praia, provocou uma mudança sensível na direção de propagação das ondas, tendo em vista os efeitos causados pela chegada das frentes de ondas em águas rasas. Desde o recuo mais significativo do perfil praiar, ocorrido a partir de 2010, nota-se que a direção das ondas que incidem naquele trecho da praia é diferente da observada em anos anteriores (Figura 5). Neste ano, o canal do Porto de Santos foi alargado e aprofundado de forma que, a refração sofrida pela frente de ondas após difratar na Ponta do Guarujá se alterou. Esta mudança de rumo da frente de ondas provocou uma reflexão das ondas incidentes junto das estruturas rígidas instaladas para evitar que as ondas danifiquem a avenida e obras adjacentes.



**Figura 5.-** Incidência de ondas na região da Ponta da Praia  
Fonte: adaptado de Venancio (2018)

A região da Ponta da Praia vem sendo monitorada a alguns anos por várias entidades de pesquisa e a própria prefeitura, tendo por objetivo identificar as causas e consequências da erosão costeira e proposições de obras que atenuem este efeito de forma eficiente.

A grande dificuldade observada refere-se a dinâmica de ondas e correntes nesta região, que é muito complexa devido à proximidade com a embocadura do estuário santista, bem como a própria configuração dos promontórios na Baía de Santos. Os fenômenos de refração, difração, empolamento, reflexão e arrebentação de ondas estão fortemente ligados a batimetria local, que por sua vez está em constante alteração pois após as mudanças ocorridas, a região ainda não alcançou uma nova condição de equilíbrio. Os modelos matemáticos mais utilizados para análise da hidrodinâmica, associada aos modelos de propagação de ondas em águas rasas são simplificados, de forma a não contemplarem os fenômenos de difração e reflexão.

Sendo assim, estudos para avaliar intervenções para solucionar o problema de erosão no local com base apenas neste tipo de modelagem matemática não são adequados, podendo até mesmo indicar obras que acentuarão o problema ao invés de resolvê-lo. Soluções mais eficientes de curto e médio prazo são necessárias, visto que a comunidade local clama por medidas mais efetivas para conter o avanço do mar junto as suas residências e comércio local. Neste sentido, a implantação e monitoramento de projetos-piloto a serem executados na região costeira constituem-se em uma alternativa viável a curto prazo. Estas obras têm por objetivo também colaborar para ampliar o conhecimento sobre os impactos nas áreas adjacentes e indicar intervenções definitivas para as regiões mais afetadas e/ou de interesse.

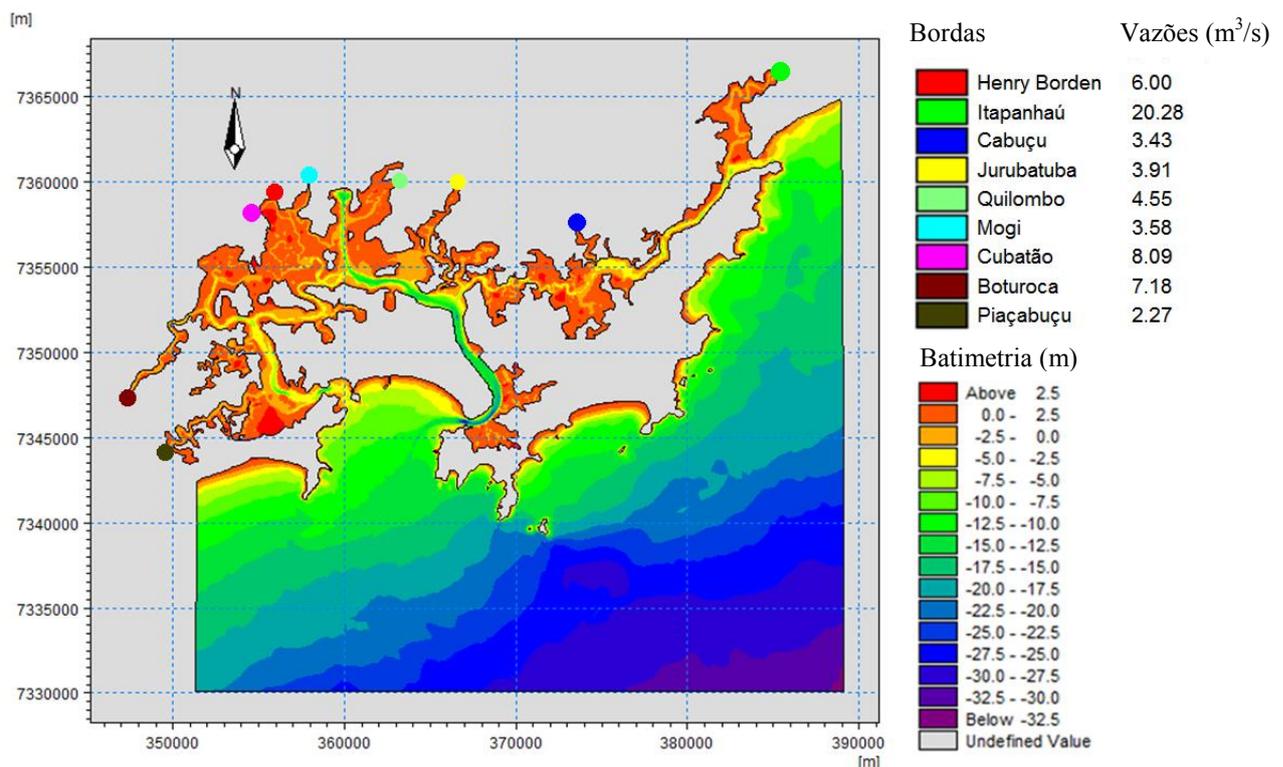
Neste sentido, este trabalho tem por objetivo, com base em estudos anteriores, levantamentos de campo e modelagem matemática, propor uma solução piloto de baixo impacto e fácil remoção de forma a ampliar os conhecimentos sobre a dinâmica local e diminuir os prejuízos causados quando há invasão da água do mar junto à infraestrutura urbana existente no local.. Além disso, o monitoramento desta obra que está sendo implantada irá colaborar para ampliar o conhecimento sobre os impactos nas áreas adjacentes e indicará intervenções definitivas para as regiões mais afetadas e/ou de interesse.

## **METODOLOGIA**

Para definição do eixo da obra foi utilizada modelagem matemática hidrodinâmica e propagação de ondas em águas intermediárias e rasas. A partir de dois módulos do software Mike 21®, desenvolvido e fornecido pelo Danish Hydraulic Institute (DHI) com licença temporária para fins acadêmicos: o Flow Model Flexible Mesh - Hydrodynamic Module (Flow Model FM-HD) e o Spectral Wave Module (SW). Ambos os módulos são de característica bidimensional. Foram

comparadas 4 situações distintas, nas quais apenas a batimetria foi alterada tal como descrito a seguir:

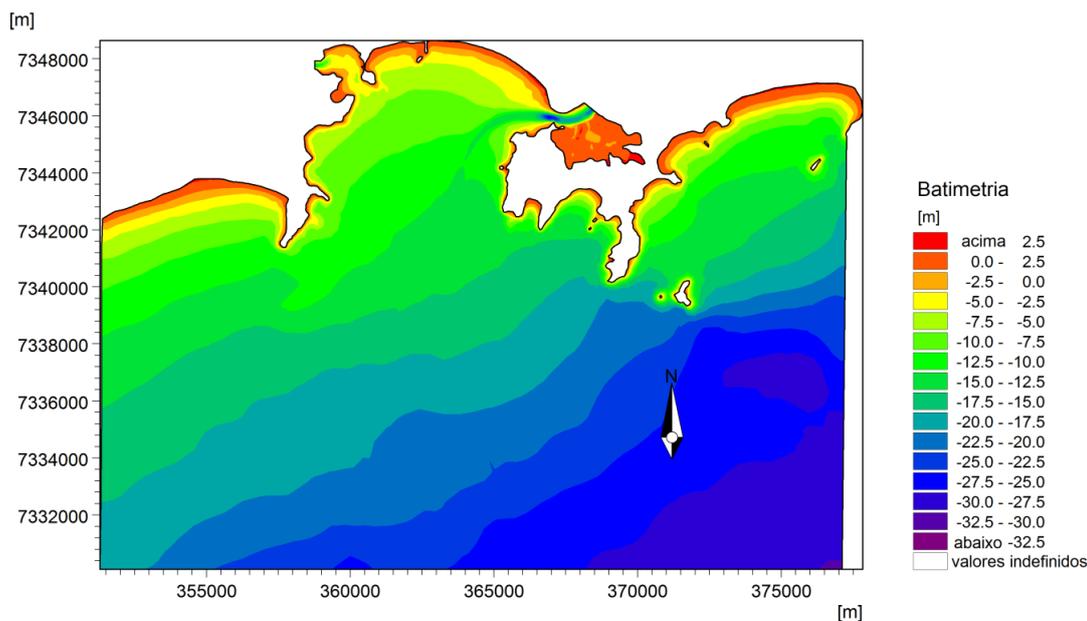
- Cenário 1 (base): batimetria original utilizada por Correa, Souza e Gireli (2016), anterior ao início das atividades de dragagem de aprofundamento e alargamento do canal do porto (Figura 6).
- Cenário 2: atualização do canal do porto para a situação de pós-dragagem de aprofundamento e alargamento. Para isto, foi realizada a substituição da batimetria do canal, utilizando dados batimétricos levantados e fornecidos pela CODESP referentes ao ano de 2014;
- Cenário 3: cenário 2 com a substituição da batimetria do trecho compreendido entre os limites do canal de acesso e a calçada da orla, a partir de levantamentos realizados em 2016 e complementados por outros realizados por FUNDESPA (2014).
- Cenário 4: cenário 3, com a introdução da obra piloto proposta.



**Figura 6.-** Área total modelada – Cenário 1 – posição das vazões fluviais impostas na modelagem  
 Fonte: adaptado de Correa et al. (2018)

A partir do modelo calibrado por Correa, Souza e Gireli (2016), foram impostas as condições de contorno de marés, vazões fluviais médias, ventos e ondas. As simulações foram realizadas considerando a data de 21 de agosto de 2006, pois foi verificado em FUNDESPA (2013) que correspondiam a um evento de ressaca, no qual foram registradas as maiores intensidades de ondas e ventos no período.

Para que a área de interesse fosse melhor discretizada sem que o tempo de processamento se tornasse proibitivo foi proposto um aninhamento de malha. Desta forma, as saída das simulações do modelo completo foram empregadas como entrada para o modelo aninhado apresentado na Figura 7.



**Figura 7.-** Área de simulação do recorte do modelo original.

Para análise dos resultados foram extraídas saídas em meia maré de enchente e vazante, além da condição de 1h antes da baixa-mar, para tentar verificar a corrente em direção ao canal do Porto que foi notada durante os levantamentos de campo.

Para definição do posicionamento e dimensão da obra piloto foram adotadas as seguintes premissas: trecho longitudinal necessário para diminuir a energia das ondas, e forçando a arrebentação sobre a estrutura; trecho transversal necessário para que as correntes de maré que passem pelo tardez da obra não levassem o sedimento acumulado pela diminuição da energia proporcionada pelo trecho transversal; custo baixo e baixo impacto visual, além de fácil remoção pois trata-se de um piloto, que, em caso de não corresponder às expectativas, possa ser removido com facilidade; necessidade de ser pequeno suficiente para ter um impacto local e não comprometer as adjacências e grande o suficiente para ser possível verificar sua eficiência no que tange a diminuição da energia sob o perfil praiar.

## RESULTADOS

Para atender às premissas descritas acima, optou-se por uma estrutura em geotubos preenchidos com areia da própria praia disposta conforme apresentado na Figura 8.

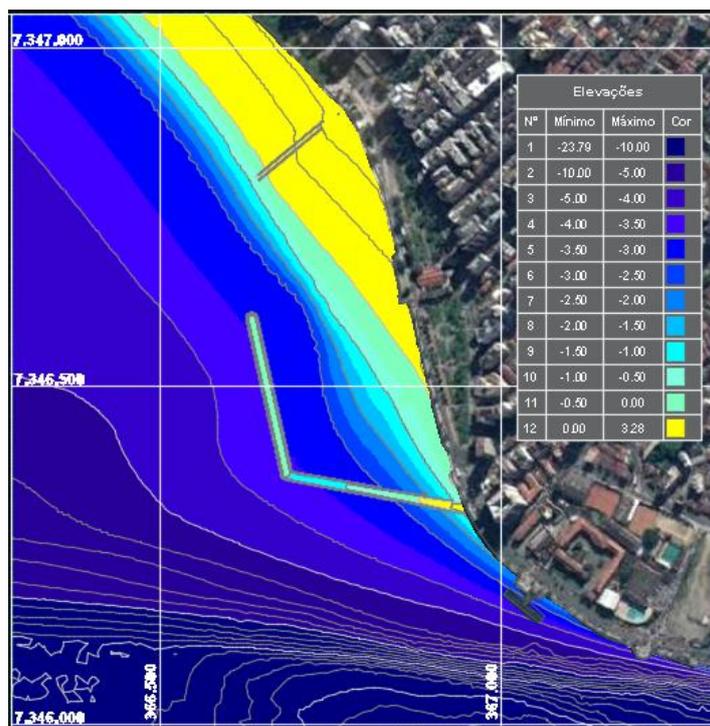


Figura 8.- Posição definida para o projeto piloto

Os resultados obtidos das simulações hidrodinâmicas para o instante de meia maré enchente (Figura 9), comparando-se o Cenário 2 com o Cenário 1 (base), percebe-se um aumento de velocidades nas proximidades do estrangulamento da embocadura e uma aproximação das correntes junto à margem direita do canal. Ressalta-se que isto se deve apenas às mudanças de profundidade e largura do canal de acesso ao porto, ou seja, mantendo as mesmas condições hidrodinâmicas de entrada idênticas nos dois cenários. Quando compara-se os Cenários 3 e 2, após a acomodação dos perfis praias, houve um avanço considerável das correntes em direção a costa na região da Ponta da Praia (VENANCIO, 2018). Com introdução da obra piloto proposta (Cenário 4), observa-se uma diminuição das correntes junto a Ponta da Praia.

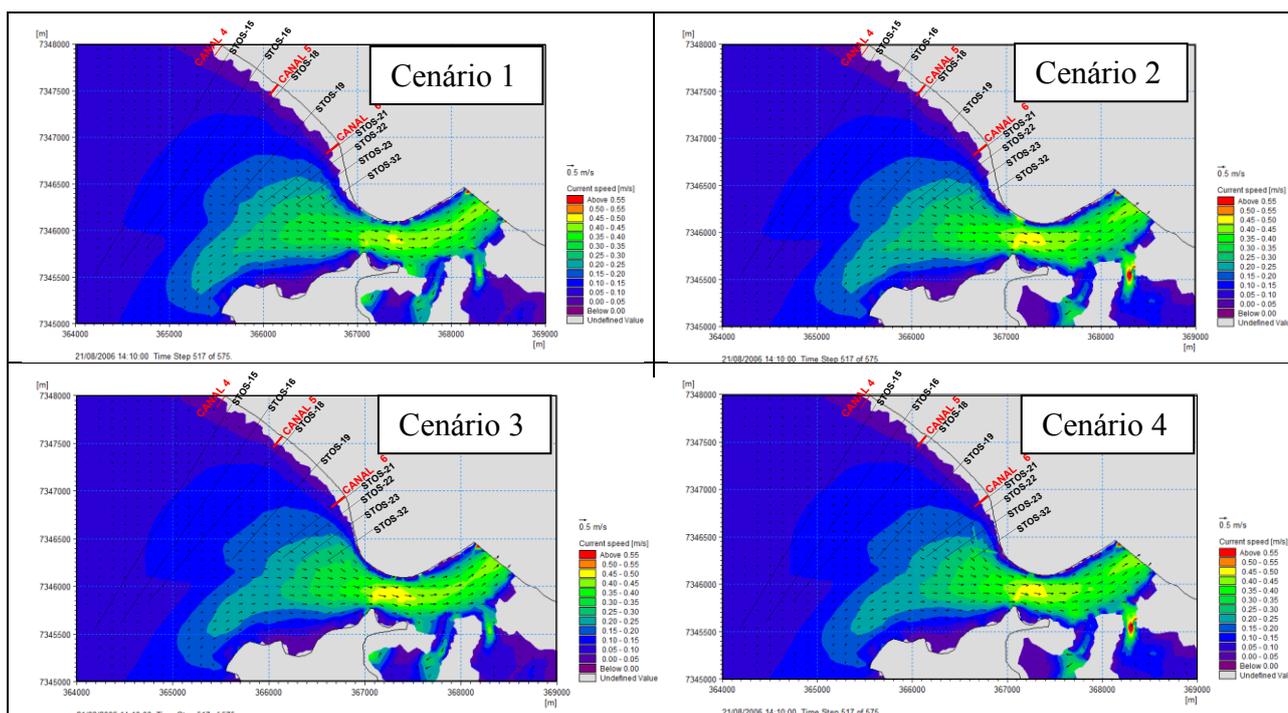
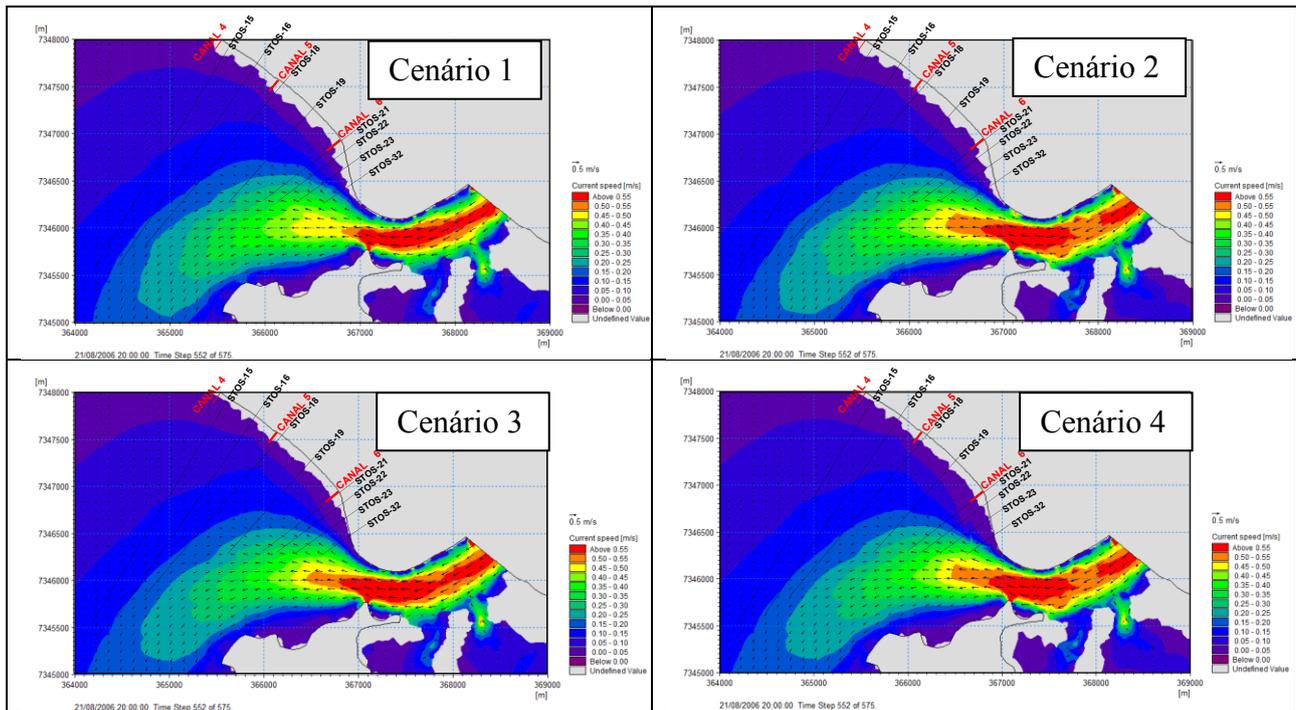


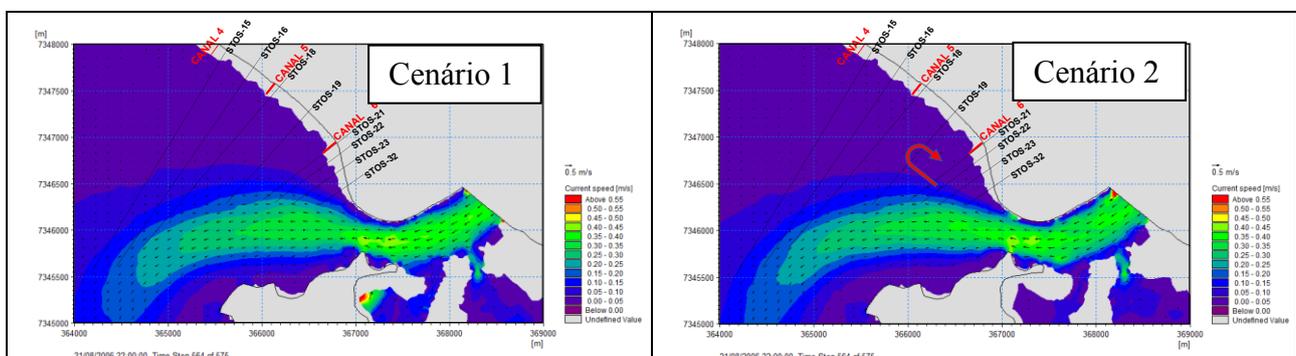
Figura 9.- Saída hidrodinâmica para os cenários 1 a 4 na condição de meia maré enchente.

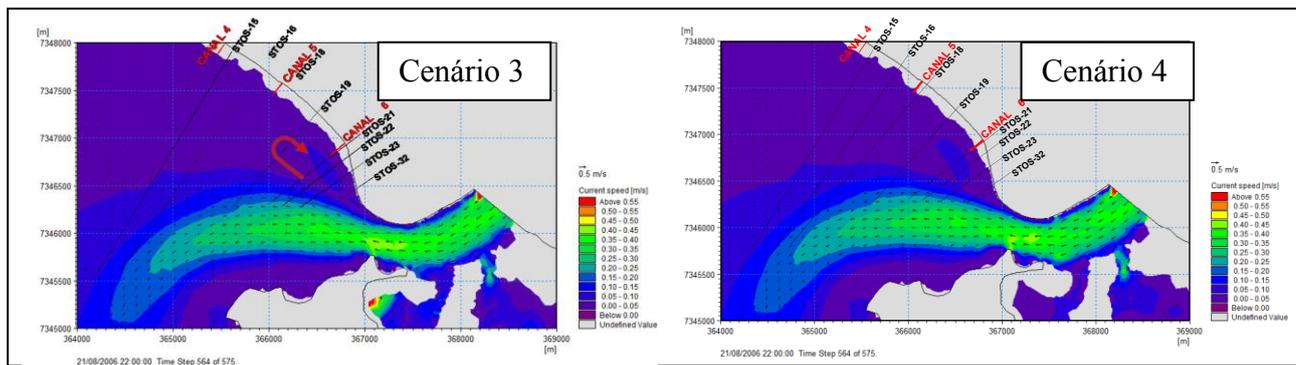
Na condição de meia maré vazante (Figura 10), tal como já observado anteriormente, houve um incremento de velocidades entre os cenários 2 e 1. Além disso, houve uma concentração de correntes em relação ao eixo do canal de acesso, que foi alterado, e ocorreu, também, aumento de velocidades das correntes na região adjacente à orla da ponta da praia. A comparação entre os Cenários 3 e 2, por sua vez, mostra um avanço e realinhamento significativo das correntes em direção à linha de costa da Ponta da Praia, além de uma redução de velocidade das correntes dentro do canal e adjacências. Tal fenômeno é resultado do aumento da seção transversal, decorrente da erosão (e posterior acomodação) do perfil praiar (VENANCIO, 2018). No cenário 4, novamente observa-se a tendência de desvio da corrente nas proximidades da Ponta da Praia, diminuindo a intensidade das correntes junto a costa.



**Figura 10.-** Saída hidrodinâmica para os cenários 1 a 4 na condição de meia maré vazante.

Por fim, para o instante de maré de uma hora antes da baixa-mar (Figura 11), os resultados obtidos na modelagem hidrodinâmica de propagação de ondas apontam que o alargamento e aprofundamento do canal do Porto de Santos (cenário 2 e 3) modificaram as condições hidrodinâmicas e provocaram uma recirculação nas correntes de vazante, intensificando o processo erosivo, justificando assim a necessidade da obra ter um eixo transversal para aprisionamento do sedimento arrastado.





**Figura 11.-** Saída hidrodinâmica para os cenários 1 a 4 na condição de meia maré vazante.

Os resultados obtidos com o módulo de propagação de ondas (SW) mostrou uma redução considerável da altura significativa de onda em direção à ponta da praia, tomando como ponto de referência inicial o Canal 4, que não representa a realidade local. Tal diminuição ocorre em função do modelo não resolver o fenômeno de difração. Ressalta-se que a região da Ponta da Praia tem, em suas proximidades, os contornos rochosos da ilha do Guarujá, além dos enrocamentos na orla de Santos que visam proteger estruturas como a avenida da praia e demais construções. Essa configuração costeira é responsável por altos índices de reflexão e difração das ondas, o que causa alterações em seus rumos e energia. Entretanto, mesmo sem a resolução do fenômeno de difração pelo módulo SW, é possível fazer análises e tirar algumas conclusões. Em geral, nota-se que após a dragagem de aprofundamento e alargamento do canal do porto (Cenário 2), houve um realinhamento das ondas próximo ao Guarujá, além de grande incremento de altura significativa de ondas neste trecho (VENANCIO, 2018). Com a acomodação do perfil praiial, ocorreu a aproximação da zona de arrebenção, e conseqüentemente das ondas, da orla da Ponta da Praia. Com a introdução da obra, foi possível notar a diminuição da altura das ondas no tardoz da obra, tal com esperado.

As simulações do cenário 4 claramente mostram uma diminuição das ondas e correntes no tardoz da estrutura proposta, dando indícios também de um realinhamento das ondas, o que contribuiria para o acúmulo de areia na região, recompondo o perfil de praia.

## CONCLUSÃO

Obras costeiras convencionais, de alto custo de implantação, necessitam de estudos detalhados que se utilizam de modelagem matemática. Dada a complexa dinâmica costeira da região, faz-se necessária a utilização de estruturas piloto para melhor compreensão de seu efeito no entorno, antes de proposição de obras definitivas. A utilização de modelos matemáticos, neste caso, foi feita de forma comparativa, visando avaliar as diferenças entre cenários antigos e atuais, para projetar uma situação futura. Os resultados obtidos mostraram claramente uma tendência de realinhamento das frentes de ondas no trecho transversal da obra e uma diminuição da altura de ondas no tardoz da estrutura. As simulações hidrodinâmicas apontaram ainda que a recirculação que ocorre entre o canal do porto e a Ponta da Praia e que foi gerada após a dragagem de aprofundamento e alargamento do canal em 2010, desaparece quando da implantação do projeto piloto. Verifica-se, portanto que a posição da obra está adequada. No entanto, dada a dificuldade dos modelos reproduzirem adequadamente a situação, somente o monitoramento da obra deve trazer a real situação local e será de fundamental importância para indicar a solução definitiva, não só para o trecho da obra, mas para toda a extensão que passa atualmente por este processo erosivo.

## REFERENCIAS

**Correa, T. B.; Souza, C. M. M. A.; Gireli, T. Z. (2016)** “The Influence of Tidal Prism on Port of Santos Dredging”. In: *International Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Countries (PIANC COPEDEC), IX.*, Rio de Janeiro.

**Correa, T. B. ; Costa, J. H. O. ; Gireli, T. Z. ; Garcia, P. D. .** “Evaluation of Proposed Jetties for Port of Santos Navigation Channel Depth Maintenance”. *In: 34th PIANC-World Congress, 2018, Panamá. Proceedings 34th PIANC-World Congress*. Panamá, 2018.

**Fundação de Estudos e Pesquisas Aquáticas – FUNDESPA** (2013) “Anexo 3 RDC – 120612: Análise Histórica dos Registros de Ressacas ocorridos na região da Baía e Estuário de Santos (jul. 2013)”. *Santos: CODESP/FUNDESPA*.

\_\_\_\_\_ (2014). “Relatório do Monitoramento dos Sedimentos da Superfície de Fundo e Caracterização do Transporte Sedimentar Residual no Setor Nordeste da Baía de Santos. Amostragem 2013” *Plano Básico Ambiental da Dragagem de Aprofundamento do Porto de Santos*. Santos: CODESP/FUNDESPA.

**IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística** (2011). “Atlas Geográfico das Zonas Costeiras e Oceânicas do Brasil.” Rio de Janeiro.

**Italiani, D. M.** (2014). “Resposta Morfodinâmica à Alimentação Artificial da Ponta da Praia, Santos, SP.” *Dissertação (Mestrado) – Instituto Oceanográfico da Universidade de São Paulo, São Paulo*.

**Venancio, K. K.; Gireli, T. Z.; Garcia, P. D.** (2017) “Evolução da Linha de Costa na Região da Ponta da Praia em Santos – SP”. *In: Xxii Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos*, Florianópolis. Florianópolis: ABRH, nov. 2017.

**Venancio, K. K.** (2018). “Evolução Hidromorfodinâmica da Região da Ponta da Praia em Santos (SP) no Período entre 2009 e 2017”. *Dissertação de Mestrado – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, Campinas*.

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

**CARACTERIZACIÓN DEL SISTEMA LAGUNAR CHANTUTO-  
PANZACOLA EN LA RESERVA DE BIOSFERA LA ENCRUCIJADA,  
CHIAPAS, MÉXICO**

*Joseph Guevara, Rodolfo Silva Casarín y Edgar Mendoza Baldwin*  
*Universidad Nacional Autónoma de México, México*  
*guevarjo@hotmail.com, RSilvaC@iingen.unam.mx, EMendozaB@iingen.unam.mx*

**RESUMEN:**

La caracterización del sistema lagunar Chantuto-Panzacola, que incluye a las lagunas Campón, Chantuto, Cerritos y Panzacola, se concibe como parte de un esfuerzo mayor por conocer el comportamiento y patrones de los flujos hidro-sedimentarios del mismo. Como parte de esta caracterización se incluyen los parámetros hidrológicos, que dictan los patrones de escorrentía de los ríos a las lagunas, parámetros granulométricos como el rango y el diámetro característico que permiten estudiar los patrones de movimiento de sedimentos en esta zona costera. Esta caracterización también incluye el estudio de la batimetría de los cuerpos de agua del sistema lagunar y el parámetro de salinidad en las lagunas, que permiten entender los procesos biológicos que se llevan a cabo en este sistema. Los datos obtenidos en campo a lo largo de un año fueron procesados en diferentes programas computacionales dan como resultado un conjunto de mapas, gráficas y tablas que permiten establecer la caracterización del sistema lagunar ubicado en la Reserva de Biosfera La Encrucijada.

**ABSTRACT:**

The characterization of the Chantuto-Panzacola lagoon complex, which includes the Campon, Chantuto, Cerritos and Pazacola lagoons, is conceived as part of a greater effort to better understand the behavior and patterns of the hydro-sedimentary transport. As part of this study, the hydrological patterns which dictates the precipitation and run-off patterns from rivers to lagoons are included. Granulometry is also included as diameter range and characteristic diameter found in the water bodies that allow us to study the sediment transport behavior in this coastal zone. This study also includes Bathymetry studies of the lagoons in the system as well as salinity which lead to understand the biological processes that take place here. Data obtained on field work in a year-long period were processed using various software resulting in a set of maps, graphs and summary tables that lead to establishing the characterization of this lagoon complex located in the Biosphere Reserve La Encrucijada.

**PALABRAS CLAVES:** Granulometría, Batimetría, Salinidad

## INTRODUCCIÓN

El estudio de los sistemas lagunares es de vital importancia para la comprensión de los ecosistemas costeros. Los sistemas lagunares cumplen varias funciones: la reproducción de varias especies acuáticas, terrestres y aviarias, la interacción de agua dulce que proviene de los ríos y agua salada del mar que ingresa a las lagunas por fenómenos mareales y protección natural ante el impacto de diferentes fenómenos naturales como huracanes y tsunamis.

Los ecosistemas lagunares son frágiles y la presión constante y desmesurada sobre estos puede tener consecuencias negativas y difíciles de corregir en el corto plazo. Actividades como la agricultura, la ganadería a gran escala, la modificación de los cauces de los ríos, la tala de mangle y la extracción de rocas para convertirlas en materiales de construcción pueden ocasionar desbalances en el interior del ecosistema lagunar como la producción o acreción excesiva de sedimentos en las lagunas, lo cual causa que las lagunas pierdan volumen y la producción de biomasa se reduce severamente.

Debido a la riqueza de especies de camarones y peces, los sistemas lagunares son aprovechados por comunidades cercanas a estos. La pérdida de biomasa y de área útil para realizar las actividades de pesca y camaroneras se traduce en un problema económico y social. Son estos factores los que hacen imprescindible el conocimiento de los sistemas lagunares, para esto se hace uso de herramientas computacionales e hidro-informáticas a disposición, con el fin de obtener información hidrodinámica y de transporte de sedimento para la correcta toma de decisiones a nivel local o regional.

Este artículo tiene como objetivo presentar la caracterización del sistema lagunar Chantuto-Panzacola, ubicado en la Reserva de Biosfera La Encrucijada, en el estado de Chiapas, México, con el fin de establecer las bases necesarias para la utilización de modelos computacionales hidrodinámicos y de transporte de sedimentos.

## SISTEMA LAGUNAR CHANTUTO-PANZACOLA

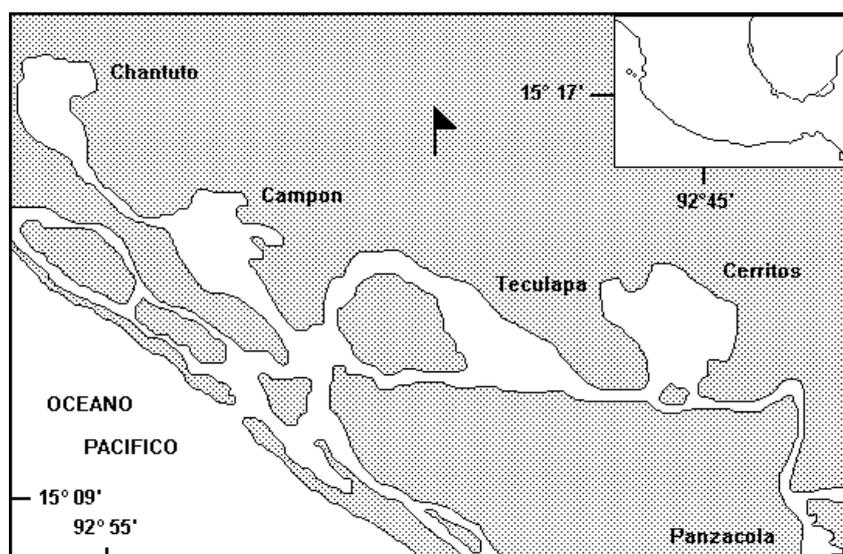
La Encrucijada, denominada como Área Protegida- Reserva de Biosfera y con protección a nivel federal debido a su importancia ecológica, económica y social, es una de las zonas con mayor producción de biomasa en México. La reserva es una de las zonas de mangle más grandes del país, con un área de aproximadamente 1500 km<sup>2</sup>. La Encrucijada se ubica en el Chiapas, en el sureste mexicano, con las coordenadas geográficas de extremo a extremo 15.65 - 14.77 Latitud Norte y 93.34 - 92.46 Longitud Oeste.



**Figura 1.-** Mapa de México y Delimitación de Chiapas

La Reserva se encuentra entre 6 entidades municipales: Pijijiapan, Mapastepec, Acapetahua, Villa Comatitlán, Huixtla y Mazatlán. El clima es cálido sub-húmedo, con temperaturas medias mayores a 24°C en el mes más cálido y 18°C en el mes más frío. Con una precipitación entre 1000-1200 mm en el mes más lluvioso; se considera a esta zona una de las más lluviosas del país. La Encrucijada fue impactada por los huracanes Mitch y Stan en los últimos 20 años, al igual que por otras tormentas de menor intensidad pero que han ocasionado daños a la infraestructura local.

El sistema se compone por las lagunas: Chantuto, Campón, Teculapa, Cerritos y Panzacola. La hidrodinámica de la zona es forzada en el aspecto fluvial por los ríos Novilleros, Huehuetán, Coatán, Pijijiapan, Coapa, Margaritas, Cacaluta, San Nicolás, Cintalapa, Vado Ancho, Huixtla y Despoblado. La marea tiene un régimen semi-diurno que es el principal factor de influencia en la hidrodinámica del sistema.



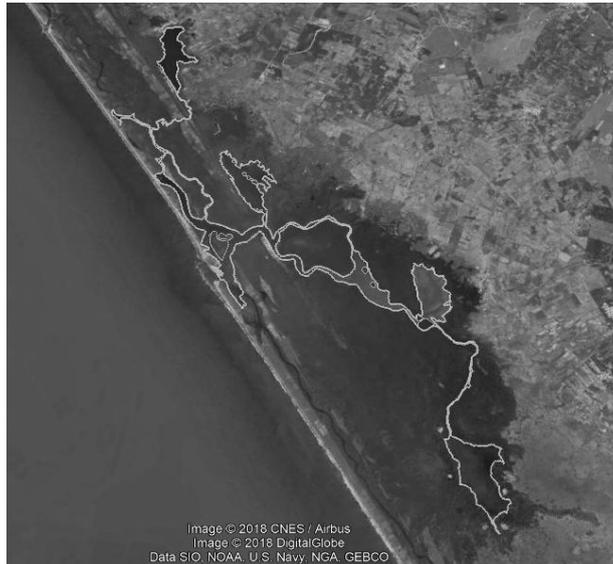
**Figura 2.-** Sistema Lagunar Chantuto-Panzacola

La pesca y captura de camarones son las principales actividades económicas de alrededor de 2,000 personas y otras 20,000 se ven indirectamente beneficiadas por estas actividades. Habitantes de esta zona costera han reportado la pérdida de una importante área de trabajo debido a la producción excesiva de sedimento y a la acreción del mismo. Es esta problemática la que en parte motiva el estudio de la hidrodinámica y el transporte de sedimentos en esta área.

## **METODOLOGÍA**

La caracterización del sistema lagunar Chantuto-Panzacola es el producto de 3 campañas de campo a lo largo de un año, en las cuales se obtuvieron muestras de sedimentos, parámetros físico-químicos del agua, principalmente salinidad. Se realizó levantamientos batimétricos y topográficos, también se utilizaron diferentes mapas geológicos, geográficos y topográficos del Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI).

Se realizaron análisis de laboratorio a las muestras de sedimento para determinar las características: diámetro, velocidad de caída, límites plásticos y líquidos. Se procesaron los datos obtenidos in-situ de los parámetros físico-químicos. Se procesaron los datos batimétricos y topográficos utilizando software especializado. Se hizo uso de estadística básica para representar correctamente el sistema lagunar.



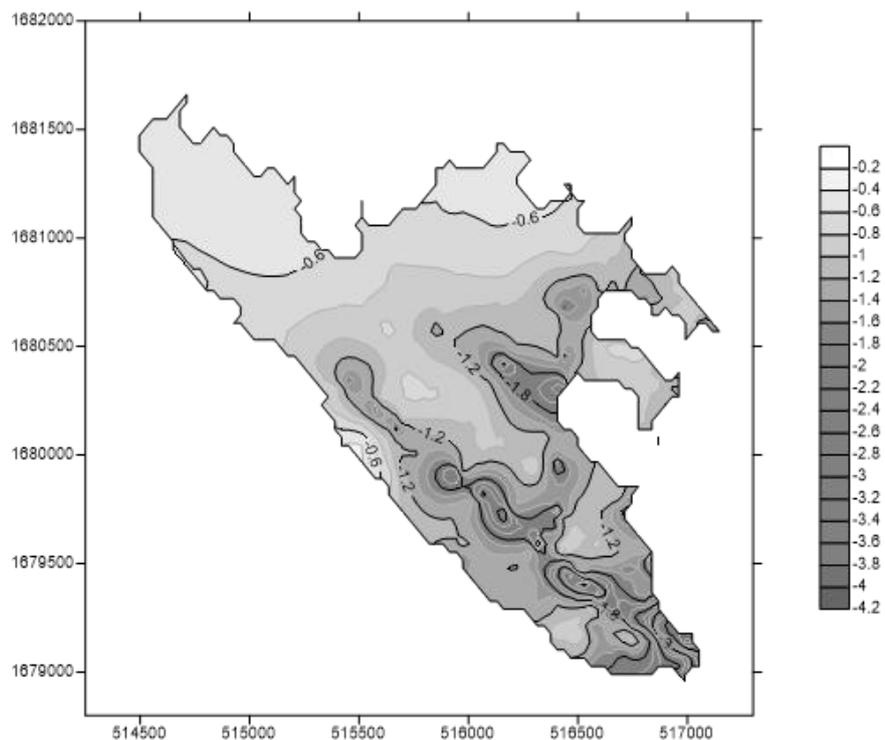
**Figura 3.-** Delimitación de canales y cuerpos lagunares

**Fuente:** Google Earth (2018)

La caracterización del sistema lagunar incluye información importante como la ubicación de cada uno de los cuerpos y dimensiones: largo máximo, ancho máximo, profundidad máxima y mínima registrada.

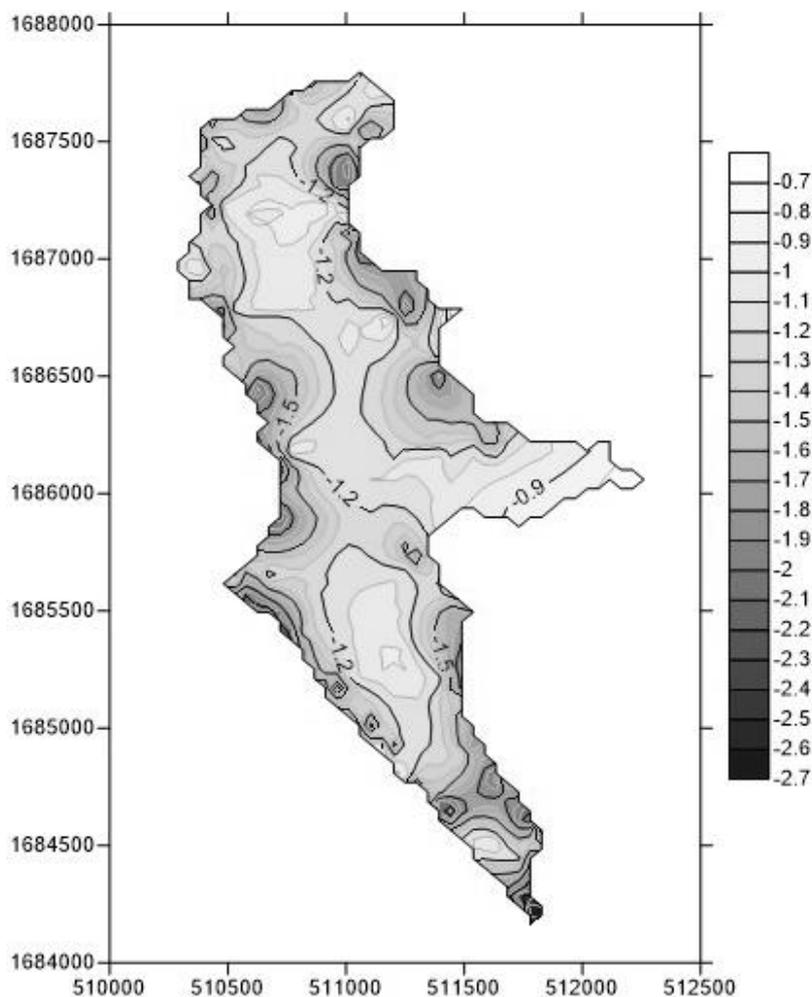
## RESULTADOS

El resultado de la caracterización del sistema lagunar Chantuto-Panzacola es un compendio de mapas batimétricos de los cuerpos lagunares de Chantuto, Cerritos, Campón, Teculapa y Panzacola. Las profundidades están dadas en metro.



**Figura 4.-** Plano Batimétrico de Campón

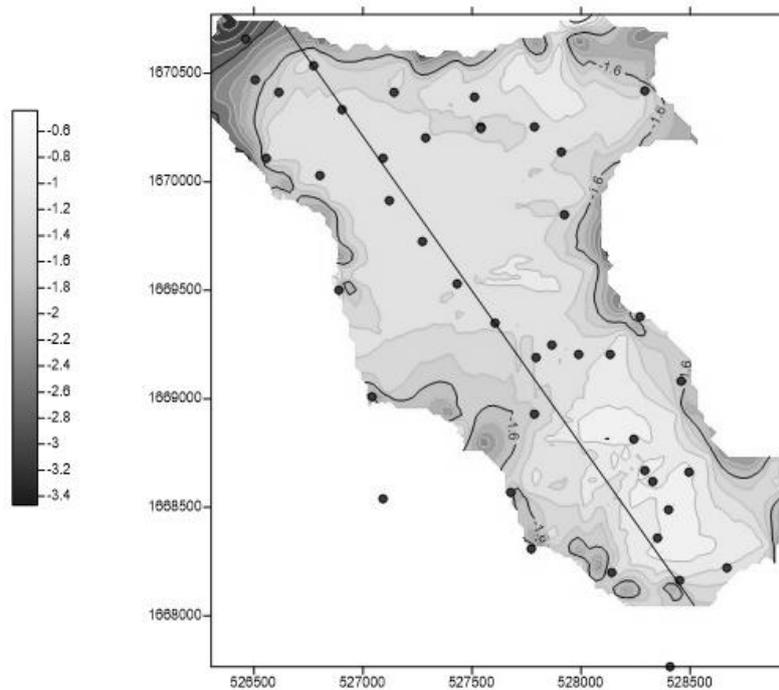
Campón tiene profundidades que van desde 0.2 hasta los 4.2 metros, siendo esta el cuerpo lagunar más profundo de los analizados. La laguna alcanza su máxima profundidad en su entrada y a lo largo de su eje longitudinal, contando con las zonas más someras en las zonas más alejadas desde la entrada.



**Figura 5.-** Plano Batimétrico de Chantuto

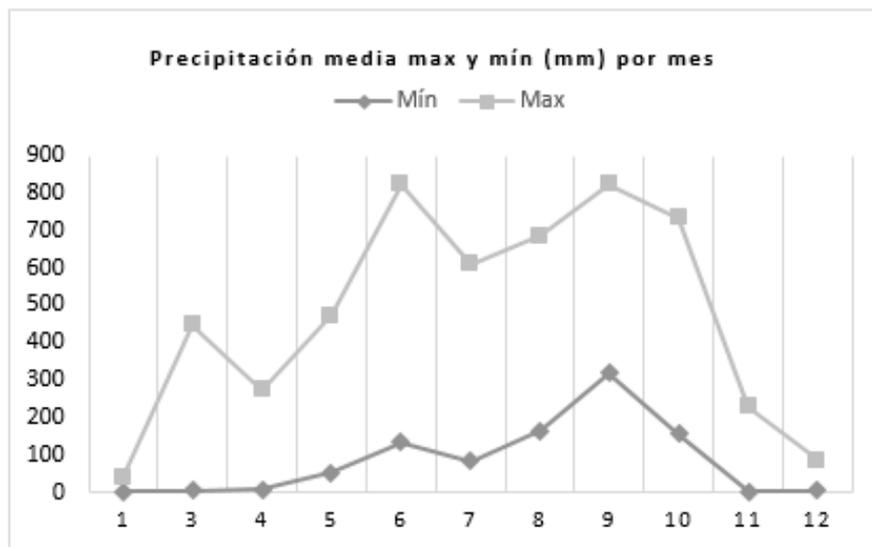
Chantuto al contrario de Campón no presenta zonas extremadamente someras, teniendo profundidades mínimas de 0.7m características de las lagunas someras de su tipo. Al igual que Campón tiene su punto más profundo en la entrada, alcanzando los 2.7m. La laguna presenta zonas profundas en algunos puntos a lo largo de su contorno.

De manera similar, Panzacola tiene su punto más profundo en su entrada, siendo 3.4m su mayor valor y 0.6m la profundidad más somera en la laguna. Al igual que Chantuto, Panzacola presenta zonas profundas en algunos puntos a lo largo de su límite perimetral.



**Figura 6.-** Plano Batimétrico de Panzacola

Entre los resultados obtenidos se encuentra la caracterización hidrológica obtenida a través de 23 estaciones pluviométricas. En la zona de la Reserva de Biosfera La Encrucijada se encuentra en uno de los estados con mayor precipitación del país, alcanzando una precipitación superior a los 1000mm por mes, siendo el mes de junio el más lluvioso con una media de 830mm por mes. El mes más seco del año es enero con una precipitación media por mes de 20mm.

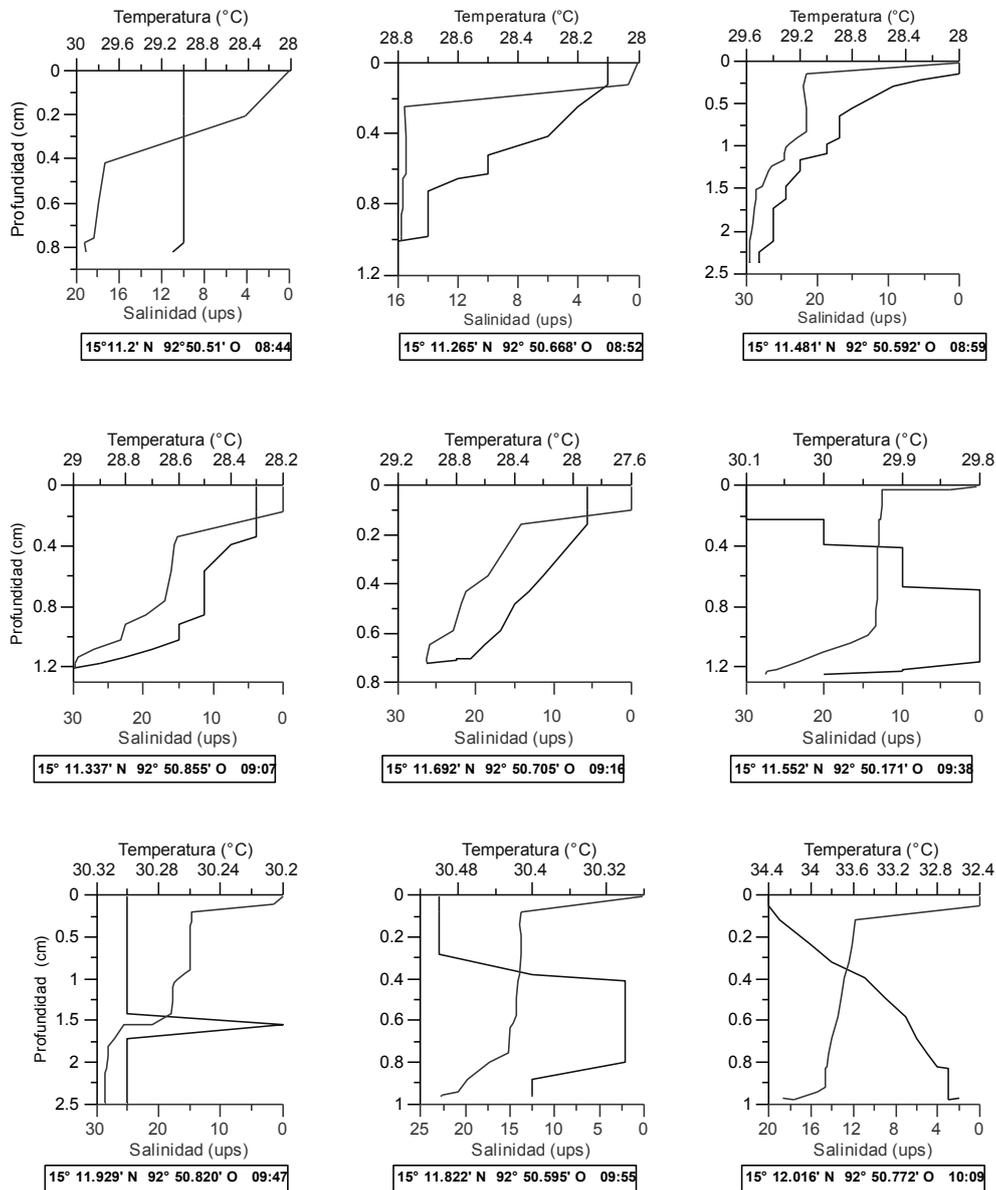


**Figura 7.-** Análisis de precipitación en zona

Se incluye también la caracterización de parámetros físicos-químicos del agua, como la temperatura y salinidad. En el caso de Campón (figura 8) se aprecia un incremento de la temperatura a medida que aumenta la profundidad de la laguna. Lo mismo sucede con el parámetro de salinidad, esta incrementa a medida que la profundidad de la laguna aumenta. Para la laguna de Campón se

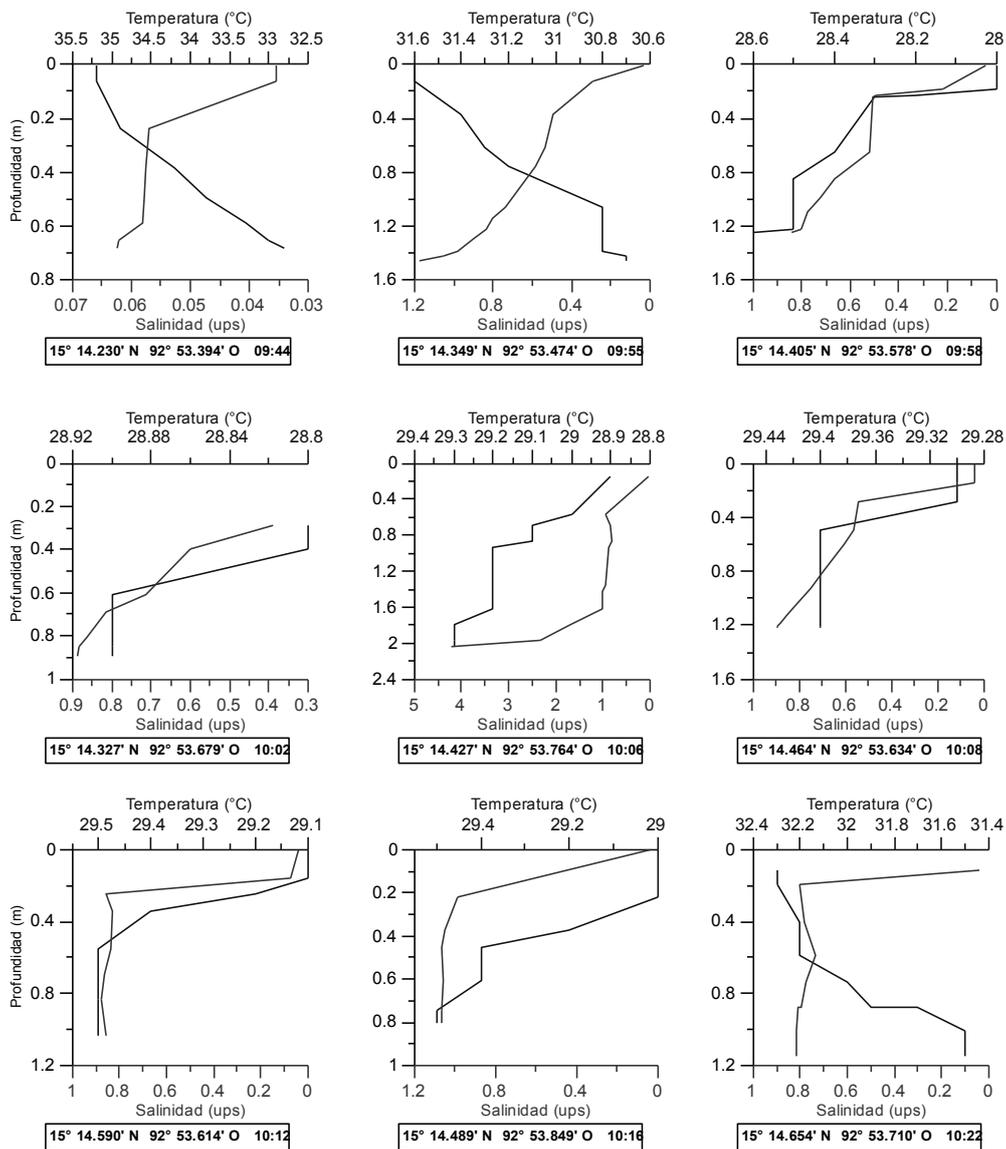
presentaron valores medios de 16ups o gramos de sal por litro al fondo de la laguna, pero ciertos puntos alcanzaron valores de 30ups o 3% de salinidad. Esta variación de salinidad es propia de estos sistemas ecosistémicos y permiten la biodiversidad que se observa en el sistema lagunar.

La salinidad en los cuerpos lagunares es un buen indicador de los procesos biológicos que se llevan a cabo en estos sitios, siendo las lagunas costeras el sitio con mayor interacción entre el agua dulce de los ríos (0.5 gramos de sal por litro) y el agua salada (35 gramos de sal por litro).



**Figura 8.-** Gráfica de Salinidad vs Profundidad vs Temperatura en Campón

Las lagunas Chantuto y Panzacola (figura 9) presentan un comportamiento muy parecido al de Campón, con la temperatura aumentando a medida que la profundidad aumenta. En el caso de la salinidad, esta aumenta al aumentar la profundidad de la laguna. Esta laguna presenta un rango estrecho de salinidad que va desde 0 hasta 5 partes por mil. Esta laguna es solamente un poco más salada que el agua dulce la cual tiene 0.5 gramos de sal por litro (partes por mil). Estos valores bajos pueden deberse a una mayor precipitación o escorrentía.



**Figura 9.-** Gráfica de Salinidad vs Profundidad vs Temperatura en Chantuto

Por último, se incluyen las caracterizaciones dimensionales de los cuerpos lagunares y de sedimentos.

Como puede apreciarse en la tabla 1, la laguna de Chantuto presenta un rango de su diámetro entre los 0.046 y 0.062 mm y un  $D_{50}$  de 0.051 lo cual lo califica como un limo medio. La laguna de Campón es la laguna con el mayor diámetro de las 4 lagunas analizadas, contando con un diámetro de 0.123, siendo este parámetro propio de una arena fina. Se debe notar que la laguna de Campón es la más cercana a la boca, teniendo una mayor interacción con la corriente proveniente del océano y es a su vez la laguna con mayor salinidad.

La laguna de Cerritos, la cual se encuentra completamente azolvada y se hace imposible el estudio de los anteriores parámetros, presenta un diámetro característico de 0.081mm el cual califica como una arena muy fina. Por último, la laguna Panzacola presenta un rango granulométrico amplio, contando con sedimentos de 0.014mm hasta 0.221mm de diámetro, teniendo un diámetro característico de 0.073mm siendo también un limo.

**Tabla 1.-** Características básicas del sedimento

| Laguna    | D <sub>50</sub><br>[mm] | Rango<br>[mm] |
|-----------|-------------------------|---------------|
| Chantuto  | 0.0509                  | 0.046 - 0.062 |
| Campón    | 0.123                   | 0.107-0.185   |
| Cerritos  | 0.081                   | 0.075-0.117   |
| Panzacola | 0.0729                  | 0.014 – 0.221 |

## CONCLUSIONES

Se realizó una caracterización dimensional, hidrográfica, física-química del recurso hídrico y de sedimentos del sistema lagunar Chantuto-Panzacola, la cual es una herramienta valiosa para conocer la situación actual del mismo comparando esta información con datos históricos y como insumo para los diferentes modelos computacionales a utilizar.

Se observan variaciones en las profundidades de las tres lagunas estudiadas, pero todas pueden ser consideradas lagunas someras, hay variaciones en la granulometría de las tres lagunas que puede ser explicada por la ubicación de cada una de ellas, siendo Campón la más cercana a la boca al océano la que tiene mayor diámetro característico pudiendo considerarse como arena fina. En cuanto a los parámetros de temperatura y salinidad, se puede observar la relación positiva entre estas y la profundidad, teniendo un valor mayor a medida que incrementa la profundidad. En el caso de la salinidad se encontró también que Campón tiene un mayor porcentaje de salinidad que las demás lagunas, esto se debe por su interacción con la marea.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Avramidis, P. Bekiari, V. Kontopoulos, N. Kokidis, N.** (2013). *Shallow coastal lagoon Sediment characteristics and water physicochemical parameters -Myrtari lagoon, Mediterranean sea, western Greece.* Fresenius Environmental Bulletin. 22. 1628-1635.
- Brenes, C. Benavides, R. y Ballesteros, D.** (2009). *Características Hidrográficas del Sistema Lagunar Los Micos-Quemada en el Caribe Hondureño.* Revista Ciencias Marinas y Costeras.
- Casarín, R. Villatoro, M. Ramos, F. Pedroza, D. Ortiz, M. Mendoza, E. Delgadillo, M. Escudero, M. Félix, A. Cid, A.** (2014). *Caracterización de la Zona Costera y Planteamiento de Elementos Técnicos para la Elaboración de Criterios de Regulación y Manejo Sustentable.* Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales, Ciudad de México.
- Colasurdo, V. Díaz, O. Grosman, F. Sanzano, P.** (2011) *Análisis de la calidad del agua de la laguna De los Padres: potencial uso para riego.* 1Rev.Fac.Agron. Vol 110 (1): 20- 25.
- Contreras, F. Castañeda, O. Barba, E. y Perez, M.A.** (2000). *Caracterización e Importancia de las Lagunas Costeras.* La pesca en Veracruz y sus perspectivas del desarrollo. Secretaría de Agricultura y Ganadería, Desarrollo Rural, Pesca y Alimentación.
- Hernández-Cornejo, R. Koedam, N. Ruiz, A. Troell, M. and Dahdouh-Guebas, F.** (2005). *Remote sensing and ethnobotanical assessment of the mangrove forest changes in the Navachiste-San IgnacioMacapule lagoon complex, Sinaloa, Mexico.* Ecology and Society 10(1): 16.
- Tovilla, C.** (2011). *Gestión de cuencas costera en Chiapas e impacto sobre los humedales de la Reserva de la Biosfera La Encrucijada’.* Colegio de la Frontera Sur y Ecosur.
- Whitehouse, R.J.S. Soulsby, R.L. Roberts, W. and Mitchener, H.J.** (2000). *Dynamics of Stuarine Muds.* Thomas Telford, London, England.

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

**EL REBASE EN DIQUES DE ABRIGO PORTUARIO. CONTRASTE DE  
RESULTADOS: FORMULACIONES EMPÍRICAS, REDES NEURONALES Y  
ENSAYOS EN MODELO FÍSICO REALIZADOS EN EL CEDEX**

*Gutiérrez, R.<sup>1</sup>, Valdés J.M.<sup>1</sup>, Lozano, J.M.<sup>1</sup>*

*<sup>1</sup>Centro de Estudios de Puertos y Costas. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX).  
Ministerio de Fomento de España, C./ Antonio López 81, 28026 Madrid.; Ramon.M.Gutierrez@cedex.es;  
Jose.M.Valdes@cedex.es; Jose.Lozano@cedex.es*

**RESUMEN:**

Esta ponencia es el resultado de diversos estudios realizados en el CEDEX, y su objeto es presentar el contraste de los resultados de las formulaciones existentes sobre rebases en diques y exponer la investigación en modelo físico a escala reducida que se está ejecutando en el CEDEX.

Para ello, se han analizado de las formulaciones existentes para estimar la tasa de rebase sobre diques en talud y verticales y se ha realizado el contraste de dichas formulaciones y del método de las redes neuronales con los resultados de ensayos en modelo físico ejecutados en el CEDEX y se está finalizando una investigación en modelo físico, para ampliar este contraste incluyendo métodos de la dinámica computacional (CFD).

Los ensayos se refieren a disposiciones convencionales de estos diques, considerando tres escalas -1:15, 1:37,5 y 1:60- y varios periodos y alturas de ola, incluyendo viento, presentándose en esta ponencia lo relativo al ensayo a la escala 1:15, que es la más representativa de la realidad.

De esta manera se ha determinado la influencia de los "efectos escala y de modelo" y la del viento, la aplicabilidad de las formulaciones empíricas y se han contrastado los resultados con los de alguno de los modelos numéricos CFD y se dispone de información sobre los volúmenes, las fuerzas y la agitación en el trasdós del dique para cada rebase.

**ABSTRACT:**

This paper is the result of several studies conducted in CEDEX, and aims to present the contrast of the results obtained with the existing formulations in the matter of overtopping in port breakwaters and expose the experimental research that is being executed in CEDEX on this subject.

For this, the compilation and analysis of the formulations to estimate the overflow rate on slope and vertical dikes has been carried out and the contrast of said formulations and the method of the neural networks with the results of tests executed in the CEDEX and a study in physical models is being finalized, to extend this contrast including computational dynamics (CFD) methods.

The tests refer to conventional provisions of slope and vertical breakwaters, considering 3 scales -1:15, 1:37,5 and 1:60- and several periods and wave heights, including wind, being the subject of this paper the test at the scale 1:15, which is the most representative of reality.

In this way the influence of the "scale and model effects" and the wind, the applicability of the empirical formulations and the results have been contrasted with those of the CFD and information about volumes, forces and the agitation in the back of the dike for each overtopping.

**PALABRAS CLAVES:** rebases, diques portuarios, modelos físicos, formulas empíricas.

## INTRODUCCIÓN

El trabajo que se expone en esta ponencia es el resultado de diversos estudios realizados en el CEDEX y tiene por objeto presentar el contraste de los resultados obtenidos con las formulaciones empíricas existentes en materia de rebases en diques de abrigo portuario y exponer la investigación en modelo físico a escala reducida que se está ejecutando en el CEDEX sobre este tema de los rebases.

Para ello, se ha realizado la recopilación y el análisis de las formulaciones existentes para estimar la tasa de rebase [ $q$  ( $\text{m}^3/\text{m}\cdot\text{s}$ )] sobre diques en talud y verticales y se ha llevado a cabo el contraste de dichas formulaciones y del método de las redes neuronales con los resultados de una serie de ensayos ejecutados en el Laboratorio de Experimentación Marítima del Centro de Estudios de Puertos y Costas del CEDEX, algunos de ellos incluyendo viento.

A la vista de la disparidad de resultados obtenida en estos contrastes, en el contexto de la encomienda de gestión entre el Organismo Público Puertos del Estado y el CEDEX, se está realizando una investigación mediante ensayos en modelo físico, para ampliar este contraste incluyendo los métodos de la dinámica computacional (CFD) y medidas en prototipo, esto último en una segunda y futura fase del estudio.

Los ensayos en modelo físico se refieren a disposiciones convencionales de un dique en talud y de otro vertical, considerando tres escalas -1:15, 1:37,5 y 1:60- y varios periodos y alturas de ola, incluyendo en algunos casos el viento, presentándose en esta ponencia lo relativo al ensayo a la escala 1:15, que es la más representativa de la realidad.

En estos ensayos, además de la tasa media de rebase [ $q$  ( $\text{m}^3/\text{m}\cdot\text{s}$ )], se ha medido para cada ola incidente sobre el dique el remonte y el volumen de rebase, las fuerzas -horizontal y vertical- y la agitación en su trasdós.

De esta manera se ha determinado la influencia de los “efectos escala y de modelo”, la influencia del viento, la aplicabilidad de las formulaciones empíricas y se contrastarán los resultados con los de alguno de los modelos numéricos CFD y se dispone de información sobre los volúmenes, las fuerzas y la agitación en el trasdós del dique para cada rebase.

Esto último supondrá un avance en el conocimiento de los efectos del rebase, dado que el parámetro hasta ahora utilizado como referente de los daños que puede producir -la tasa media- no es más que una aproximación orientativa, pues los daños son provocados por los rebases de las mayores olas que superan el dique.

## TASA DE REBASE. CONCEPTO. FORMULACIONES Y REDES NEURONALES.

Para la cuantificación del rebase en diques de abrigo portuario, como se ha indicado, es habitual considerar la tasa de rebase [ $q$  ( $\text{m}^3/\text{m}\cdot\text{s}$ )] que es el caudal que sobrepasa una longitud de dique por unidad de tiempo.

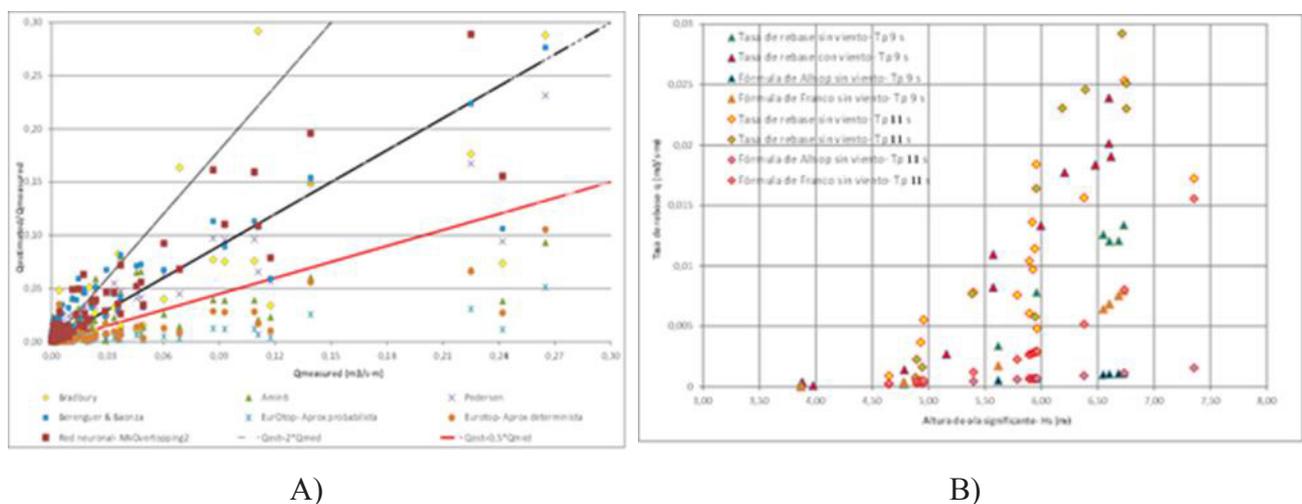
El cálculo de la tasa está basado en fórmulas empíricas obtenidas, por diversos autores, en ensayos en laboratorio, por lo que estas expresiones dependen no sólo de las condiciones medioambientales, sino también de las características del modelo y únicamente son de aplicación en el rango de validez de los ensayos realizados en cada caso. Las formulaciones habituales para la determinación de esta tasa pueden agruparse en dos tipos:  $q = a \cdot R^{-b}$  (1) y  $q = a \cdot e^{-(bR)}$  (2), siendo:  $a$  y  $b$  parámetros propios de cada formulación y  $R$  el francobordo adimensional del dique.

A este respecto, el Proyecto Europeo CLASH (“Crest Level Assessment of Coastal Structures by Full Scale Monitoring, Neural Network Prediction and Hazard Analysis on Permissible Wave Overtopping”), surgió como consecuencia de la necesidad de disponer de un procedimiento genérico de diseño para estimar la tasa de rebase, con el que se evitase el empleo de formulaciones específicas para cada tipología, por estar restringidas a su rango de validez determinado por su proceso de obtención y desarrolló un método general de cálculo “NN-OVERTOPPING”, basado en la teoría de redes neuronales.

## CONTRASTE DE RESULTADOS. FORMULACIONES, REDES NEURONALES Y MODELOS FÍSICOS

A falta de realizar el contraste entre formulaciones, métodos de las redes neuronales y CFD con los resultados de los ensayos a la tres escalas indicadas, a modo de ejemplos en la figura 1A se muestra la tasa obtenida con las formulaciones así como la medida en otros ensayos sin viento anteriormente realizados en el CEDEX en los diques de los puertos de Bilbao (Ciérvana y Punta Sollana), Ferrol y Alicante. Se observa que para las menores tasas ( $< 0,02 \text{ m}^3/\text{s}\cdot\text{m}$ ) existe una gran dispersión, con valores calculados hasta seis veces mayores que en los ensayos. En cambio, conforme aumenta la tasa, los resultados de las fórmulas y la red neuronal ajustan mejor con los de los ensayos.

En la Figura 1B, en el caso del dique de Levante del puerto de Málaga, se muestra la tasa para los dos periodos de pico ( $T_p$ ) ensayados: 9 y 11 s, reproduciendo viento, así como las calculadas con las fórmulas de diques verticales (no consideran viento), observándose, que la tasa medida es mayor en los ensayos con oleaje y viento que sólo con oleaje y que en los ensayos es mayor que la calculada con las fórmulas (entre 4 y 8 veces).



**Figura 1.** Comparación tasa de rebase medida vs calculada. A) Ensayos de los diques en talud de los puertos de Bilbao (Ciervana y Punta Sollana), Ferrol y Alicante. B) Dique vertical de Levante del puerto de Málaga.

En los ensayos con viento (dique de Levante, puerto de Málaga), las tasas parciales medidas en los compartimentos de recogida del agua no determinan diferencias grandes sin y con viento, salvo para los más alejados del espaldón en los que la tasa con viento resultó entre 3 y 4 veces mayor a la sin viento.

## ENSAYOS EN MODELO FÍSICO A VARIAS ESCALAS

### Consideraciones generales

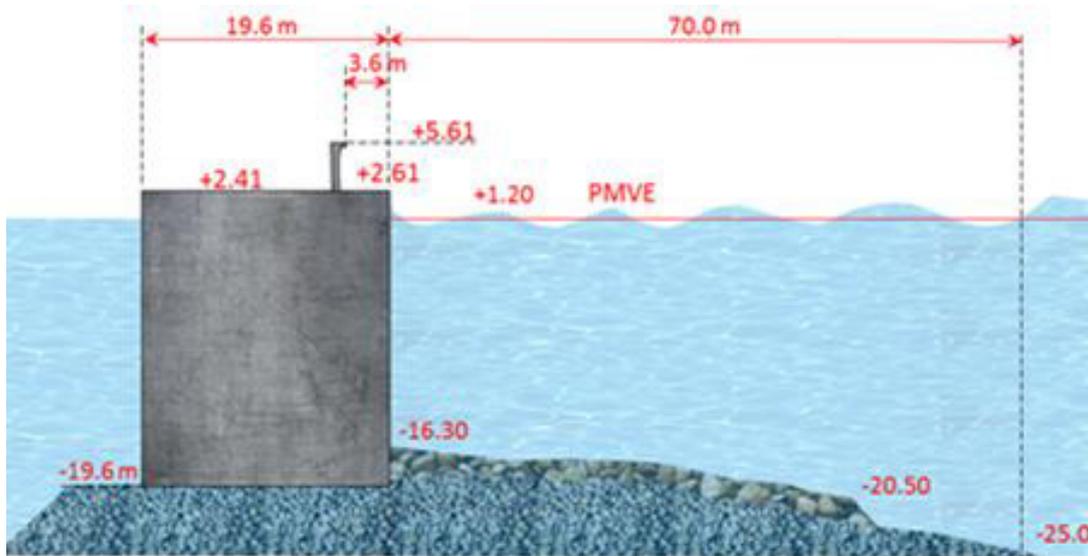
Según se ha indicado, se han realizado un conjunto de ensayos a tres escalas -1:15, 1:37,5 y 1:60- para comparar sus resultados, determinando los “efectos de escala y modelo” y para su contraste con la aplicación de las fórmulas, con los resultados del método CFD y con medidas en prototipo (futura 2ª fase de este estudio), para las tipologías convencionales de dique vertical y en talud, presentándose en esta ponencia los resultados de los ensayos a la escala 1:15 para la tipología de dique vertical.

En estos ensayos a escala 1:15 en el Canal de Oleaje y Viento de Gran Escala de la tipología vertical, la cual es el objeto principal de esta ponencia, se ha medido para cada ola: remonte, volumen rebasado, fuerzas horizontal y vertical y agitación en el trasdós, para 3 profundidades, 3 cotas de espaldón, 3 periodos y varias alturas de ola (inicio de rebase hasta diseño), sin y con viento.

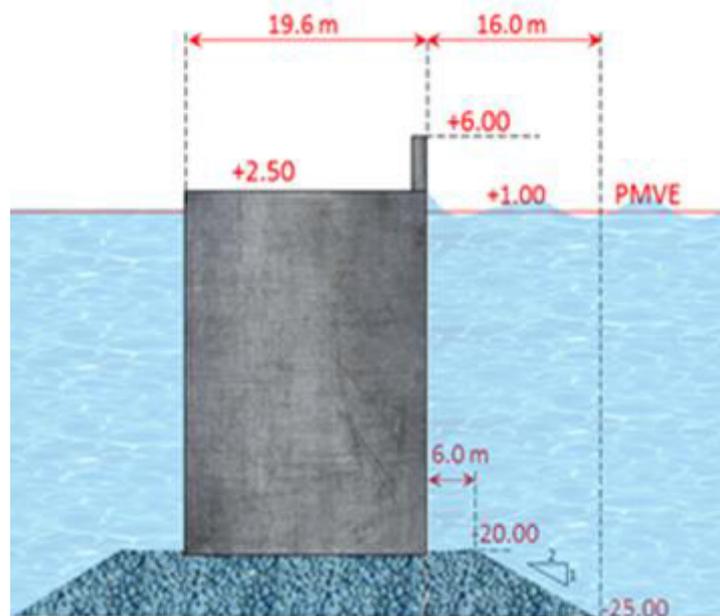
### Sección tipo convencional vertical

La sección tipo del dique vertical convencional vertical está basada en la del dique de la Bocana Norte del Puerto de Barcelona (figura 2, situación S01), que también se ha ensayado, modificando su geometría: eliminando el retranqueo y sustituyendo la banqueta de apoyo de 10 m de altura que tiene aquella por una de 5 m y de menor anchura.

Estas secciones tipo convencional del dique vertical (figura 2), denominadas situaciones S01 a S010, son el resultado de variar el nivel de agua, la cota de coronación del espaldón y la de la plataforma del trasdós, manteniendo la profundidad del terreno a la cota -25 m, la cota de apoyo del cajón a la -20 m y los 6 m de la anchura de la berma de escollera.



Dique vertical bocana Norte. Puerto Barcelona (situación S01).



Dique vertical convencional

| SITUACIÓN | COTA CORONACIÓN ESPALDÓN | COTA CORONACIÓN PLATAFORMA |
|-----------|--------------------------|----------------------------|
| S02       | 6                        | 2,5                        |
| S03       | 7,5                      |                            |
| S04       | 9                        |                            |
| S05       | 11                       | 4,0                        |
| S06       | 13                       |                            |
| S07       | 15                       |                            |
| S08       | 18                       | 7,0                        |
| S09       | 21                       |                            |
| S010      | 24                       |                            |

Figura 2. Dique bocana Norte puerto de Barcelona y diques verticales convencionales. Secciones tipo.

## Hipótesis de ensayo

Se han considerado combinaciones de las siguientes variables: situaciones de ensayo, oleaje, viento y niveles de agua según figura en las tablas 1 y 2.

**Tabla 1.** Hipótesis de ensayo. Dique de la bocana Norte del Puerto de Barcelona (situación S01).

| Situación ensayo | Cota coronación (m) | Nivel (m) | Tp (s)             | Hs (m) | Vviento (m/s) |
|------------------|---------------------|-----------|--------------------|--------|---------------|
| S01              | +5.61               | +1.20     | 6<br>8<br>11<br>14 | 1.0    | 0             |
|                  |                     |           |                    | 2.0    | 0, 20 y 40    |
|                  |                     |           |                    | 2.5    | 0, 20 y 40    |
|                  |                     |           |                    | 3.0    | 0             |
|                  |                     |           |                    | 3.5    | 0             |
|                  |                     |           |                    | 4.0    | 0             |
|                  |                     |           |                    | 4.5    | 0             |

**Tabla 2.** Hipótesis de ensayo. Dique vertical convencional (situaciones S02 a S010)

| S. Ensayo | C. Coronación | Nivel (m) | Tp (s)        | Hs (m) | Vviento (m/s) | Nº semilla |
|-----------|---------------|-----------|---------------|--------|---------------|------------|
| S02       | +6.00         | +1.00     | 6 s           | 1.0    | 0             | 1          |
| S03       | +7.50         | +1.00     |               | 2.0    | 0, 40 y 80    | 5          |
|           |               |           |               | 2.5    | 0, 40 y 80    | 5          |
|           |               |           |               | 3.0    | 0             | 1          |
|           |               |           |               | 3.5    | 0             | 1          |
| S04       | +9.00         | +1.00     | 4.0           | 0      | 1             |            |
| S05       | +11.00        | +2.00     | 8<br>11<br>14 | 1.0    | 0             | 1          |
| S06       | +13.00        | +2.00     |               | 2.0    | 0, 40 y 80    | 5          |
|           |               |           |               | 2.5    | 0, 40 y 80    | 5          |
|           |               |           |               | 3.0    | 0             | 1          |
| S07       | +15.00        | +2.00     | 3.5           | 0      | 1             |            |
| S08       | +18.00        | +4.50     | 17            | 1.0    | 0             | 1          |
| S09       | +21.00        | +4.50     |               | 2.0    | 0, 40 y 80    | 5          |
|           |               |           |               | 2.5    | 0, 40 y 80    | 5          |
|           |               |           |               | 3.0    | 0             | 1          |
| S010      | +24.00        | +4.50     | 3.5           | 0      | 1             |            |

## Escala de los ensayos

La escala de los ensayos de la tipología de dique vertical es 1:15, la mayor que las características de la instalación que se está utilizando -el Canal de Oleaje y Viento de Gran Escala- permitan reproducir el proceso de rebase hasta una altura de ola significativa próxima a 7 m.

Los restantes ensayos de esta tipología vertical se han realizado, según se ha indicado, a escalas 1:37,5, en un Canal de Oleaje de 35 m de longitud y 6,5 m de ancho y 1:60 en otro Canal de Oleaje de 50 m de longitud y 3 m de ancho, en los que se ha reproducido la misma configuración que en el Canal de Gran Escala. Análogamente se ha procedido con la tipología de dique en talud

## Efectos de escala

En relación con los “efectos de escala”, derivados de la aplicación de la ley de semejanza de Froude: elasticidad, tensión superficial y viscosidad, se ha comprobado, como es habitual, que para esta escala 1:15 se pueden despreciar, no así los “efectos de modelo”, pues en el caso del rebase son debidos principalmente a la imposibilidad de reducir a escala las propiedades del agua en los ensayos -el tamaño de las gotas y los rociones son similares en modelo y en la realidad-; a la realización de los ensayos, en la mayoría de los casos, sin reproducir el viento y, en menor medida, al empleo de agua dulce en los mismos.

Todo ello determina que las medidas que se obtienen en los ensayos en modelo físico no son más que una aproximación a lo que ocurra en la realidad, aunque de gran utilidad para estimar los daños que pueden producirse ante los eventuales rebases producidos durante las fase de servicio del dique y en cualquier caso más representativas de la realidad cuanto mayor sea la escala, razón por la cual se ha adoptado la 1:15, que como se viene indicando es la considerada en esta ponencia.

## Instalación de ensayo

En los ensayos del dique vertical convencional a la escala 1:15 se ha empleado el Canal de oleaje y Viento de Gran Escala (Figura 3). Se trata de una instalación experimental de 90 m de longitud, 3,6 m de ancho y profundidad variable entre 6 m en la zona de generación y 4,50 m en la de emplazamiento del modelo, capaz de generar oleaje hasta 1,60 m para oleaje regular y viento con velocidades de hasta 20 m/s. En los otros ensayos, a escalas 1:60 y 1:37,5, se han utilizado dos canales menores, uno de 50 m de longitud, 3 m de ancho y 2 m de profundidad y otro de 35 m de longitud, 6,5 m de ancho y 1,20 m de profundidad (Figura 4), en los que se ha replicado a escala la disposición de ensayo adoptada en el Canal de Gran Escala.

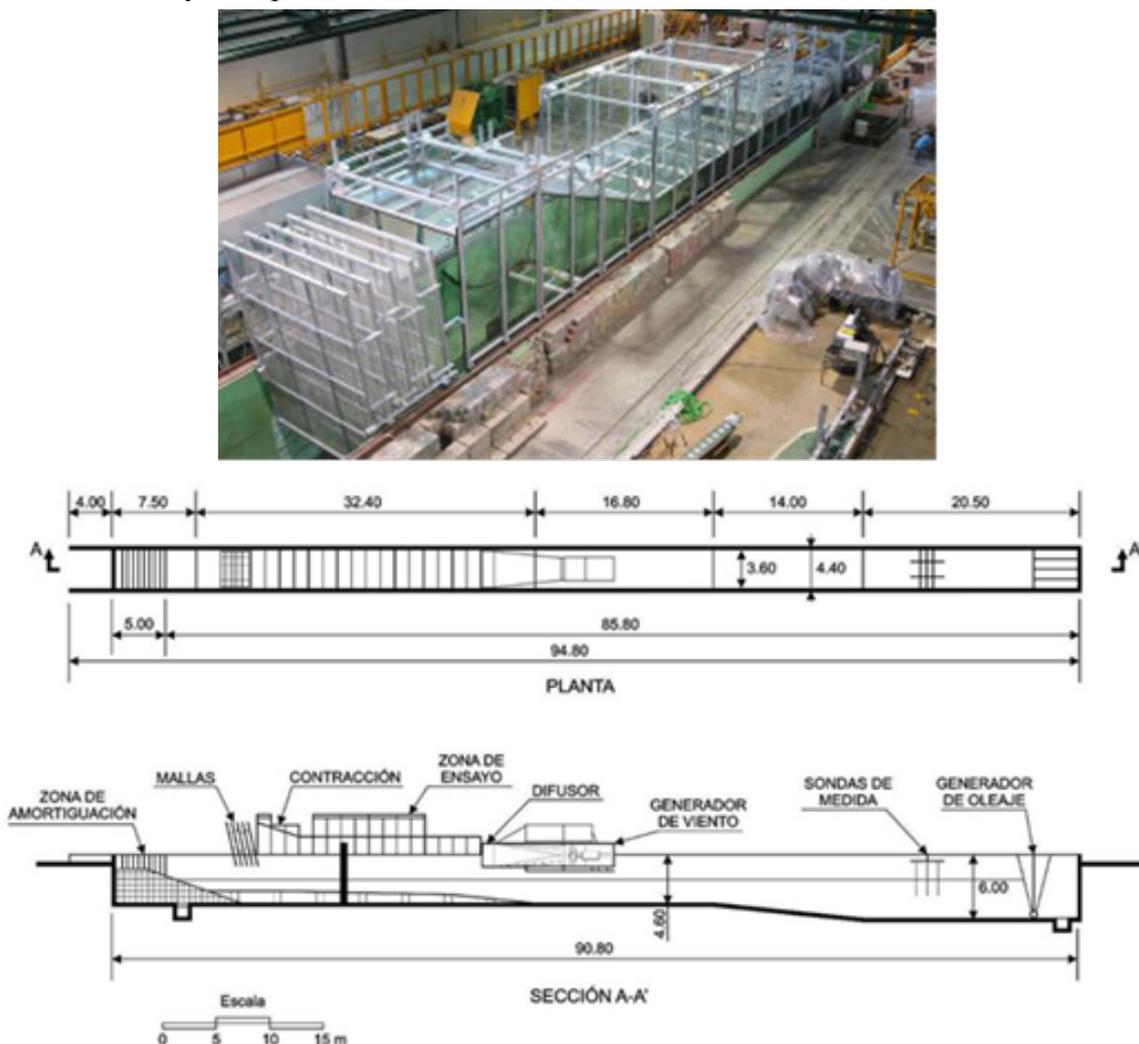


Figura 3. Canal de Oleaje y Viento de Gran Escala. Ensayo escala 1:15



Figura 4. Canales de Oleaje de 6,5 m y 3 m de ancho. Escalas 1:60 y 1:37,5

### Disposición del modelo en el Canal de Gran Escala

En la figura 5 se muestra la disposición en planta y en perfil y una panorámica del modelo en el Canal.

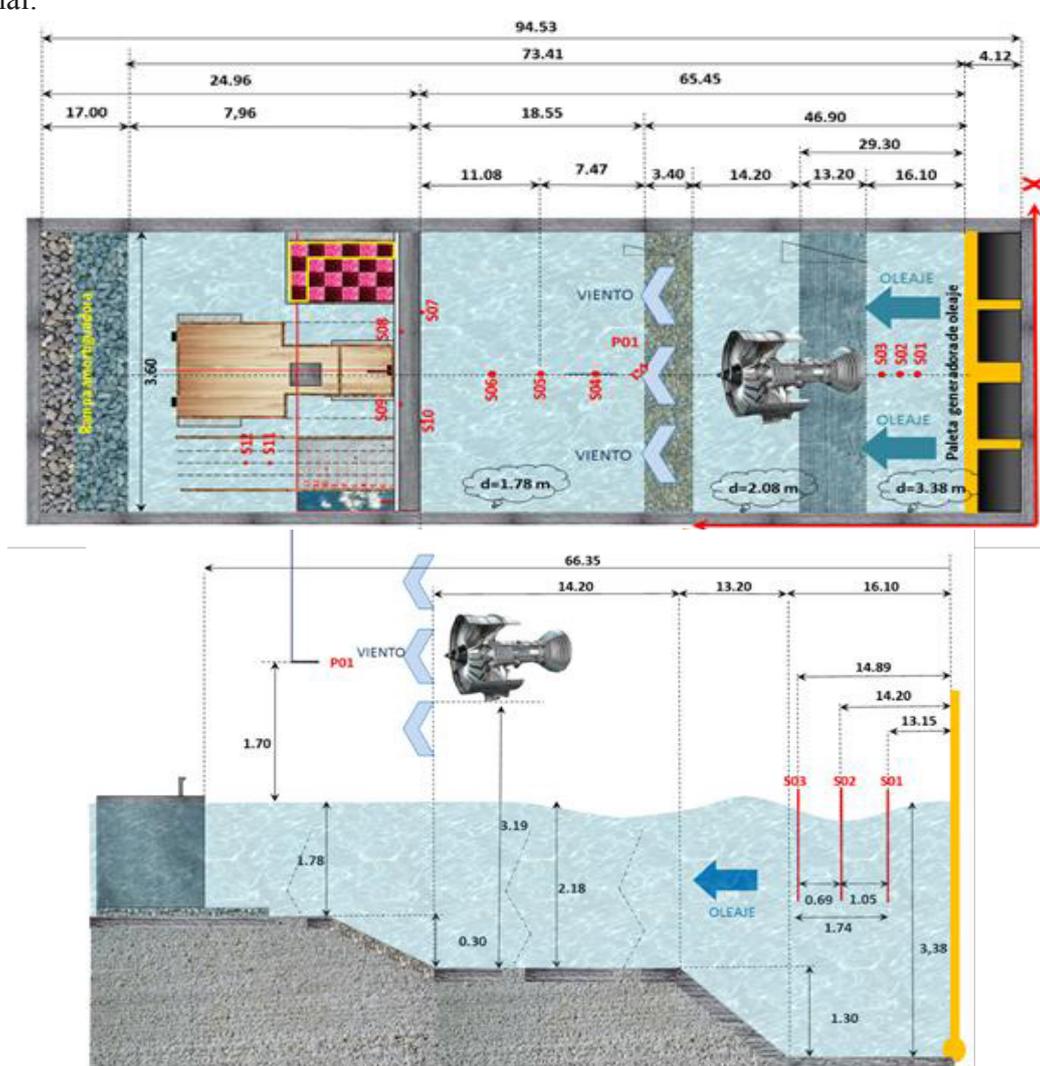
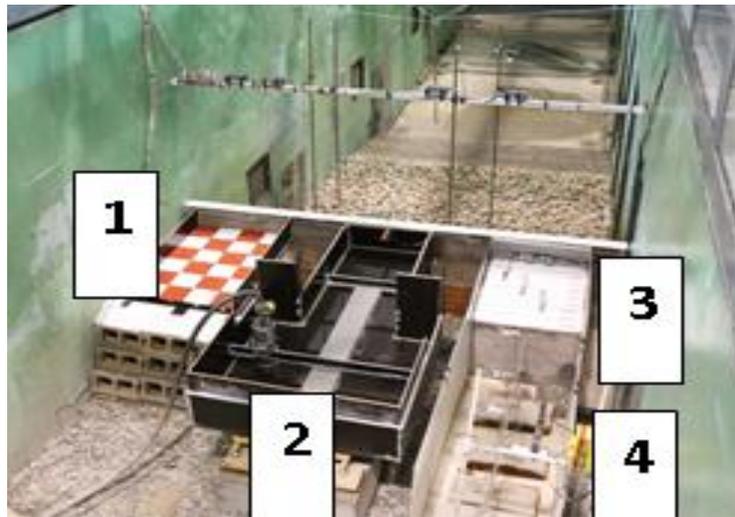


Figura 5. Disposición del modelo en el Canal de Gran Escala. Planta y alzado

### Instrumentación

El trasdós del modelo, se dividió la zona de su plataforma en 4 partes zonas (figuras 6 y 7) para medir: volúmenes de rebase y alcances, fuerzas sobre la plataforma y agitación en su trasdós, según se indica a continuación:



**Figura 6.** Panorámica del modelo desde su trasdós

- Zona 1: Se colocó un bastidor de madera con 15 células de carga dispuestas en cinco filas y tres columnas para medir las fuerzas verticales.
- Zona 2: Se colocó un cajón de 800 litros para registrar el peso del agua rebasada sobre el dique, mediante una célula de carga dispuesta en su base del cajón y otra a la cota que el espaldón para detectar los rebases y facilitar su conteo y el posterior análisis de las tasas instantáneas de cada rebase
- Zona 3: A la cota de la plataforma del trasdós se dispuso esta zona dividida en franjas de 10 cm de anchura y se situaron tres células de carga para medir la fuerza horizontal producida por los rebases sobre una superficie plana vertical de 0.03x0.140 m. Estas células de carga se situaron de manera que se midieran las fuerzas producidas a 3, 6, y 9 m del borde interior del espaldón.
- Zona 4: La zona más próxima al cajero del canal (de 25 cm de anchura), se destinó para medir la agitación inducida por el rebase en una masa de agua en reposo, mediante tres sondas



**Figura 7.** Dique vertical (1:15). Detalles de la instrumentación

Además de esta instrumentación, para la medida del remonte del oleaje sobre el paramento del dique se dispusieron dos sondas y para la caracterización del oleaje incidente y reflejado otras tres, adicionalmente a las que el Canal tiene para la absorción activa de reflexiones (Figura 8).



**Figura 8.** Sondas para la medida del remonte, para caracterizar el oleaje incidente y reflejado

El viento generado se midió mediante un conjunto de tubos de Pitot situados frente al modelo en el eje del canal (figura 9).



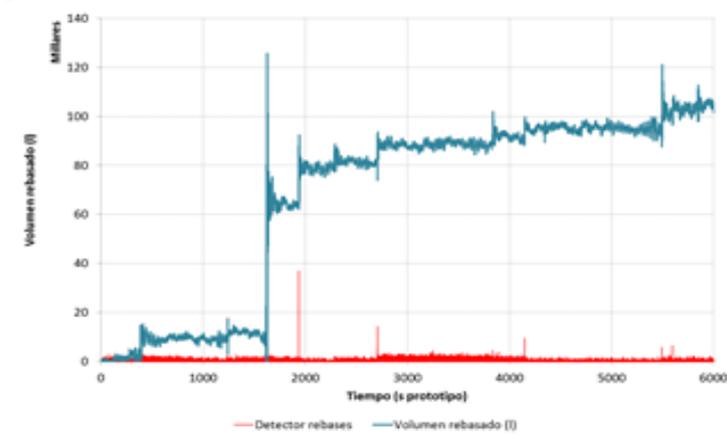
**Figura 9.** Tubos de Pitot y acondicionador analógico/digital de la señal de viento

### Generación y calibración de los oleajes

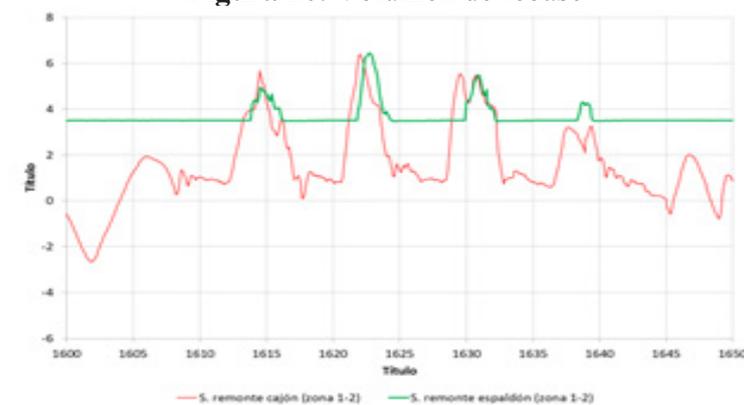
La aplicación GDAP del Canadian Hydraulics Center, utilizada en el CEDEX, facilita la generación y la calibración del oleaje generado y, en el programa REFLS, integrado dentro del paquete de GDAP, separa el oleaje incidente y reflejado. La calibración se ha realizado generando series temporales ajustadas a un espectro Jonswap ( $\gamma=3,3$ ), caracterizado por su periodo de pico ( $T_p$ ), su altura de ola significativa ( $H_s$ ) y su duración ( $n^\circ$  de olas  $> 500$ ).

### Resultados de los ensayos

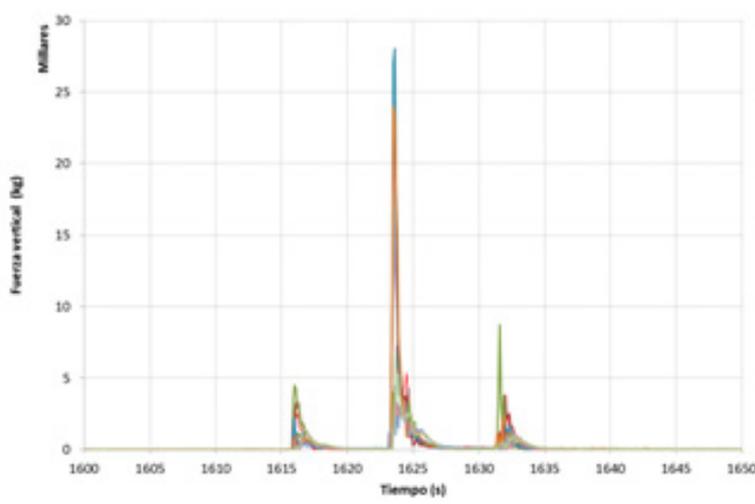
A modo de ejemplo en las figuras 10, 11 y 12 se muestran los resultados de algunas series temporales registradas, relativas a las medidas de: volúmenes rebasados, remonte del oleaje, fuerzas verticales y horizontales sobre la plataforma del trasdós del dique, sobreelevación de la lámina de agua en su frente y agitación en su trasdós.



**Figura 10.** Volumen de rebase



**Figura 11.** Remonte del oleaje



**Figura 12.** Fuerzas horizontales y verticales del oleaje

### Conclusión

Las conclusiones obtenidas han sido relativas a los efectos de escala derivados de las tres adoptadas -1:15, 1:37,50 y 1:60-, en relación con los factores estudiados:  $n^{\circ}$ , volúmenes y tasa de rebase y fuerzas en la plataforma del trasdós del dique, así como a la comparación de los resultados de los ensayos con las metodologías numéricas: formulaciones empíricas, redes neuronales y CFD.

Con el análisis de resultados realizado hasta la fecha las conclusiones generales que se han obtenido son las siguientes:

- Existe una gran disparidad de resultados entre los de las formulaciones empíricas y los de los ensayos en modelo físico, muy especialmente cuando se considera la acción del viento.
- En relación con los efectos de escala y del modelo, considerando la escala 1:15 la que más se aproxima a la realidad, han resultado valores de la tasa de rebase similares para los ensayos a la escala 1:37,50 y menores para la 1:60, por lo que para esta última escala son evidentes los efectos de escala y del modelo.
- Se dispone de una base de datos sobre fuerzas -horizontales y verticales- en la plataforma del trasdós del dique, cuyo análisis permitirá obtener conclusiones adicionales, así como de agitación en las proximidades de dicho trasdós del dique.

### REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Allsop, N.W.H.; Besley, P. & Madurini, L.** (1995). 'Overtopping performance of vertical and composite breakwaters, seawalls and low reflection alternatives'. MCS Project, Univ. Hannover.
- Aminti, P., and Franco, L.** (1988). "Wave Overtopping on Rubble Mound Breakwaters," Proc. 21st Int. Conf. on Coastal Eng.
- Berenguer, J.M.; Baonza, A.** (2006). 'Diseño del espaldón de los diques rompeolas'. II Congreso Nacional de la Asociación Técnica de Puertos y Costas, pp 35- 46.
- CEDEX** (2007). 'Estado del arte de las investigaciones sobre los rebases en los diques' y otros.
- Coastal Engineering Manual** (2006). U.S. Army Corps of Engineers.

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

**VARIACIONES DE LA LÍNEA DE COSTA Y COMPORTAMIENTO DE LOS  
PERFILES DE PLAYA EN MÁS DE UNA DÉCADA EN EL SECTOR DE  
BOCAGRANDE, EN CARTAGENA DE ÍNDIAS, COLOMBIA**

***Dalia Moreno Egel y Alfonso Arrieta Pastrana***

*Docente Universidad de Cartagena, IHSA. Grupo de Investigación GIHMAC. Cartagena, Colombia,  
dmorenod@unicartagena.edu.co*

*Docente Universidad de Cartagena, Director IHSA, Grupo de Investigación GIHMAC, Cartagena, Colombia,  
arrietapastrana@gmail.com*

**RESUMEN:**

Se presentan los resultados de la evolución de 6 perfiles de playa en un sector (playas de Bocagrande) de la ciudad de Cartagena de Indias, Colombia en los años 2001, 2003, 2007, 2008, 2010, 2013 y 2016. Se tomaron muestras de arena para determinar el  $D_{50}$  y el  $D_{90}$  del sedimento por tamizaje y se evaluó la variación del ancho de la zona de rompientes y de la playa seca. La playa se clasificó como ola dominante y expuesta de acuerdo con Klein y Menezes, (2001), Shore y Masselink, (1999), y Wright y Shore, (1984). El tamaño del sedimento se clasificó como arena fina con diámetro promedio  $D_{50}$  entre 0,17 y 0,21mm variando a lo largo de la playa aumentando su tamaño hacia el norte. Los anchos de la playa seca variaron entre 90 y 10m, disminuyendo hacia el norte. Se estableció una variación periódica de la línea de costa con retrocesos y avances promedios de 5 a 10 m dependiendo de la época climática. Finalmente, se ajustaron los perfiles al modelo conceptual de perfil de equilibrio con las ecuaciones de Dean, (1977) y Bodge (1992).

**ABSTRACT:**

The results of the evolution of 6 beach profiles in a sector (beaches of Bocagrande) of the city of Cartagena de Indias, Colombia in the years 2001, 2003, 2007, 2008, 2010, 2013 and 2016 are presented. Sand samples were taken to determine the  $D_{50}$  and  $D_{90}$  of the sediment by screening and the variation of the width of the surf zone and the dry beach were evaluated. Beaches were classified as wave dominant and exposed according to Klein and Menezes (2001), Shore and Masselink (1999) and Wright and Shore (1984). The sediment size was classified as fine sand with average diameter  $D_{50}$  between 0.17 and 0.21mm varying along the beach increasing its size to the north. The widths of the dry beach varied between 90 and 10m, decreasing towards the north. A periodic coastline variation was established with average setbacks or advances of 5 to 10 m depending on climate season. Finally, the profiles were adjusted to the conceptual model of equilibrium profile with the equations of Dean, (1977) and Bodge (1992).

**PALABRAS CLAVES:** perfiles de playa; línea de costa; morfología costera

## INTRODUCCIÓN

En muchas costas del mundo, especialmente en costas bajas y arenosas el turismo es una de las principales fuentes de ingresos para sus habitantes, dando lugar al desarrollo habitacional y de infraestructura cerca de la línea de costa. Las zonas costeras se caracterizan por su dinámica y variabilidad en períodos cortos de tiempo, siendo el oleaje, la marea y el viento los principales responsables de estos cambios. La erosión costera y la acreción son procesos naturales que ocurren en una playa, sin embargo, pueden convertirse en un problema cuando se exageran por actividades humanas o desastres naturales. La erosión de las playas es un proceso altamente complejo que involucra además de las condiciones hidrodinámicas, la influencia humana. Las estructuras costeras como muelles, espolones, malecones y rompeolas son probablemente la causa dominante de los cambios costeros inducidos por el hombre (Frihy y Deabes, 2012; Rangel-Buitrago, Anfuso, y Williams, 2015). El perfil de equilibrio de una playa es el resultado del equilibrio entre las fuerzas destructivas y las fuerzas constructivas presentes en el medio y depende del tipo de material del fondo, de la pendiente de la playa y de las condiciones del oleaje. Si existe un desbalance entre las fuerzas, la fuerza más grande domina hasta que el perfil de la playa evolucione y logre que las fuerzas vuelvan al equilibrio. Si las fuerzas destructivas predominan, el perfil se erosionará. Los perfiles de las playas varían con el tiempo, tanto estacionalmente como con los cambios climáticos del oleaje a largo plazo, dando como respuesta la erosión o la acreción. Por ello, la medición de perfiles en el mismo lugar a lo largo del tiempo puede proporcionar detalles sobre el comportamiento de una playa (Dean and Dalrymple, 2004, pp.162-164).

Cartagena de Indias se ubica en la parte central de la costa Caribe colombiana entre los  $75^{\circ}30,07'O$ ;  $10^{\circ}29,87'N$  y los  $75^{\circ}32,86'O$ ;  $10^{\circ}23,45'N$ , es considerada un polo de desarrollo turístico en el Caribe; fue declarada Patrimonio Histórico y Cultural de la Humanidad por la UNESCO en el año en 1984 por su arquitectura y el estado de conservación de sus fortificaciones construidas por los españoles en la época de la colonia. Posee una zona portuaria segura gracias a su Bahía, por donde se mueve el 60% del comercio marítimo del país y acoge una zona industrial especialmente del área petroquímica. La línea de costa de la ciudad es de 304km aproximadamente, siendo su principal fuente de sedimentos los provenientes del río Magdalena que desemboca al norte de la costa Caribe Colombiana, en Bocas de Cenizas (Plan 4C: Cartagena de Indias Competitiva y Compatible con el Clima, 2014). Entre sus playas más visitadas por turistas y residentes se encuentran las playas de Bocagrande al suroeste de la ciudad.

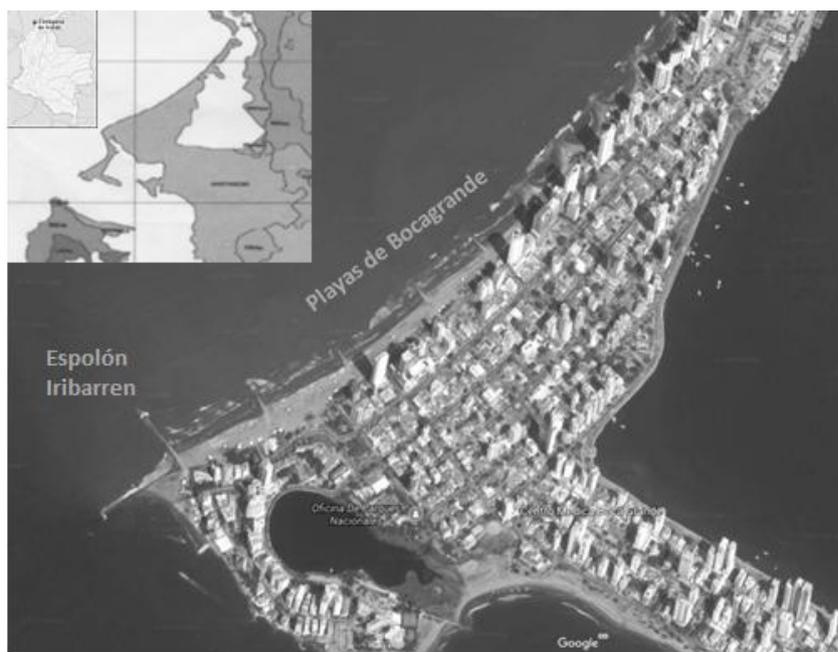
El estudio se desarrolló mediante mediciones periódicas en el campo de 6 perfiles de playa en diferentes años y épocas climáticas con el objeto de identificar variaciones morfológicas y de la línea de costa en el mediano plazo en las playas de Bocagrande, establecer una línea base para futuras evaluaciones y formular un modelo conceptual de perfil de equilibrio que mejor representara los datos de campo recopilados.

## CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA DE ESTUDIO

El sector de playas de Bocagrande tiene una longitud aproximada 1,7km, se extiende entre las coordenadas  $837\ 339,53\ E\ 1642\ 050,30\ N$  y  $838\ 544,52\ E\ 1643\ 237,35\ N$ , en el sector turístico y hotelero de la ciudad, está orientada a lo largo de un eje NO-SE (ortogonal). La zona se caracteriza por ser plana con pendientes muy pequeñas y con una elevación cercana al NMM, por ello, el drenaje superficial existente no tiene mayor capacidad de evacuación durante los eventos de altas mareas permitiendo en ocasiones el ingreso del agua de mar en las vías del sector. La playa en estudio es una ensenada comprendida entre una punta rocosa al norte y una estructura de protección costera al sur. (Figura 1).

La línea de costa de Cartagena presenta diferentes tipos de estructuras costeras como espolones, rompeolas y muros marginales, todos construidos con piedra caliza de cantera. En la zona de estudio al sur se ubica el espolón más largo del sector denominado espolón Iribarren y cuatro espolones más cortos, seguidos de cinco rompeolas cercanos a la costa hacia el norte y un

espólón final marcando el primer tramo de la playa cerca de la curvatura de la costa, finalmente siguen nueve espolones cortos al norte, terminado en una protección marginal en el otro extremo de la ensenada frente a la zona amurallada de la ciudad. La marea es mixta, principalmente diurna (Coutier, 1,53), cuya componente de declinación lunar K1, es la que más influye en la amplitud de la marea con mareas promedio media y máxima de 0,20 y 0,55 m, respectivamente (rango de marea promedio de 0.35 m) catalogada como micromareal (rango < 2m) (Morales, 2009). Las mareas de tormenta pueden aumentar el nivel del mar por encima del nivel de marea astronómica normal casi en un metro. Torres, Gómez y Afanador (2006), a partir del promedio de datos horarios anuales de marea de 2 estaciones en la cuenca del Caribe, Cartagena y San Cristobal (Panamá) entre los años 1952 y 1992 estimaron un nivel probable de ascenso del nivel del mar para esta zona de aproximadamente 3,58mm/año.



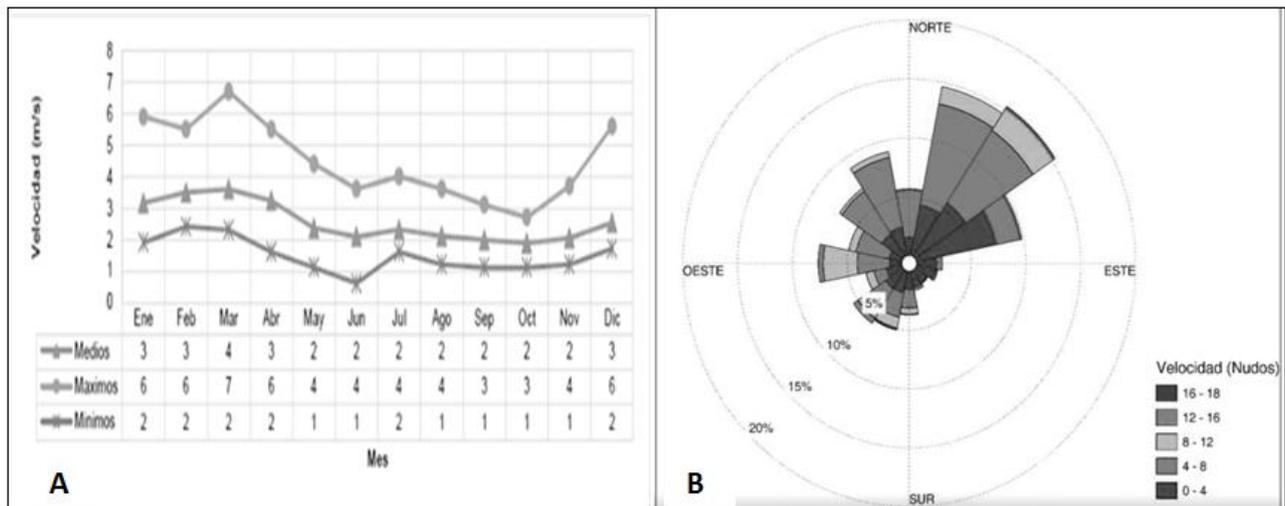
**Figura 1.-** Ubicación del área de estudio, playas de Bocagrande en Cartagena de Indias, Colombia. Se aprecia al sur el espólón Iribarren y las demás estructuras hacia el norte de la playa. En la imagen superior izquierda, se visualiza la forma curva de la playa, limitada al norte por un muro de enrocado longitudinal. (Imagen de Gogle Earth)

De acuerdo con la información de la estación meteorológica del Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales, IDEAM, ubicada en el Aeropuerto Rafael Núñez en Cartagena, se presentan dos periodos climáticos principales, la época seca o de “verano” entre los meses de diciembre a abril con predominio de los vientos alisios del sector Norte-Noreste y la época de lluvias o de “invierno” con fuertes precipitaciones entre los meses de mayo, agosto a noviembre y con vientos débiles de orientación variable. En esta época suelen presentarse los denominados Ciclones Tropicales (huracanes) en el Caribe (de agosto a noviembre) y los frentes fríos (noviembre a marzo), los que pueden aumentar el régimen de lluvias en todo el Caribe colombiano y también el nivel del mar. Durante la época de lluvias, las medias mensuales multianuales de precipitación varían entre 101 y 215 mm, con un promedio anual de 950 mm, siendo los meses más lluviosos septiembre y octubre. Los dos periodos climáticos están separados por un periodo de transición entre junio y julio, denominado coloquialmente “Veranillo de San Juan” con pocas precipitaciones.

La dirección predominante de los vientos (especialmente en la época seca) es la Nordeste, la mayor parte del año, con promedios mensuales multianuales de velocidad entre 2 y 7 m/s. y valores extremos que alcanzan los 22 m/s., los que generalmente acompañan a los aguaceros y tormentas. El resto del año se presentan vientos de otras direcciones como del S y SO especialmente en la época de lluvias. (Figura 2). Además los vientos durante el día varían su intensidad debido al

desarrollo de una brisa marina que es responsable de modular el clima de olas cercanas a la costa (Verhagen y Savov, 1999).

En la ciudad de Cartagena de Indias y alrededores se encuentran sedimentos del cuaternario, integrados por depósitos de llanura costera, depósitos de playa y terrazas marinas. Los depósitos de playa (Qmp) están localizados a lo largo de la línea de costa y están constituidos por arenas de grano fino a grueso, siendo la mayoría de color amarillo ocre a gris. Para el caso de las playas de Bocagrande, la arena es de color gris. Los valores de las pendientes en los depósitos sedimentarios cuaternarios son menores del 3%. Las terrazas marinas consisten en areniscas y depósitos clásticos en una matriz gruesa de formaciones de arcilla que alcanza elevaciones por encima del nivel medio del mar entre 6 y 9m, creando costas escarpadas (Furrier, Vargas-Cuervo y Moncada, 2017).



**Figura 2.-** Datos de vientos en Cartagena. A) Velocidades promedio mensuales multianuales del viento en m/s de los años (1978–2014). B) Rosa de vientos para el mes de mayo de 2016. Datos: Estación Aeropuerto Rafael Núñez. (EPA Cartagena. <http://observatorio.epacartagena.gov.co> y Boletín Meteomarino CIOH, DIMAR).

Las playas de Cartagena, por su orientación NE-SO (eje ortogonal NO-SE), están influenciadas por olas provenientes de alta mar del sector NE a SO. En la zona costera de Cartagena no se dispone de registros de medición de oleajes y por ello los estudios de oleaje para diseño se realizan a partir de la generación con datos de vientos o utilizando datos de boyas de la NOAA o de registros de observaciones de buques mercantes (Moreno-Egel, et al., 2006). Recientemente la Dirección Marítima Nacional, DIMAR, instaló 2 boyas en el norte del Caribe colombiano para registro de oleaje.

Maza et al.(2006) analizaron la variabilidad temporal de las corrientes en la plataforma interna de Cartagena, cerca de Punta Canoas, mediante el análisis de datos hidrográficos y de perfiles de corrientes medidos a las profundidades de 7 y 20 metros para la estación seca y la estación de lluvias. Se concluye que las corrientes tienen un comportamiento bimodal. Durante la época seca (Diciembre-Abril) la columna de agua está bien mezclada y las corrientes paralelas a la costa fluyen hacia el Suroeste (SO) siguiendo la dirección de los vientos alisios predominantes durante esta temporada con velocidades que fluctúan entre 20 y 25 cm/s. En la época húmeda (Mayo-Noviembre) se presentan débiles efectos de estratificación en la columna de agua y las corrientes fluyen hacia el Noreste (NE), en dirección opuesta a los vientos de poca intensidad de la temporada de lluvias con velocidades promedio que varían entre 20 y 15cm/s.

Moreno-Egel, et al., (2006), estudiaron cuatro playas bahías de la ciudad de Cartagena (Bocagrande, Boquilla; Manzanillo y Punta Canoas), encontrando características semejantes en ellas. Todas tienen formas de arco o parabólica, con relaciones de hendidura pequeñas ( $a/R_o < 0,3$ ), oblicuidad ( $\beta$ ) menor de  $40^\circ$ , con sedimentos de arena fina a muy fina con diámetros medios menores a 0,21 mm. Las playas se clasificaron como ola dominante y expuestas de acuerdo con los parámetros, escala de la ensenada ( $\delta'$ ) (Klein y Menezes, 2001; Short y Masselink, 1999) y el

parámetro velocidad adimensional de caída del grano ( $\Omega$ ) (Wright y Short, 1984). La dirección neta del transporte de sedimentos longitudinal en la costa es predominantemente hacia el sur. Sin embargo, durante fuertes tormentas con olas que se aproximan desde el NW-W, el transporte local de sedimentos puede cambiar su dirección hacia el norte, acumulando sedimentos del otro lado de las estructuras costeras. Las playas estudiadas, no están cercanas a la condición de equilibrio estático ( $a/R_0 < 0,3$  y  $\beta < 40^\circ$ ), de acuerdo con el concepto de Silvester y Hsu, (1997). Los perfiles de playa estudiados presentaron formas cóncavas o lineales con pendientes pequeñas ( $< 2^\circ$ ).

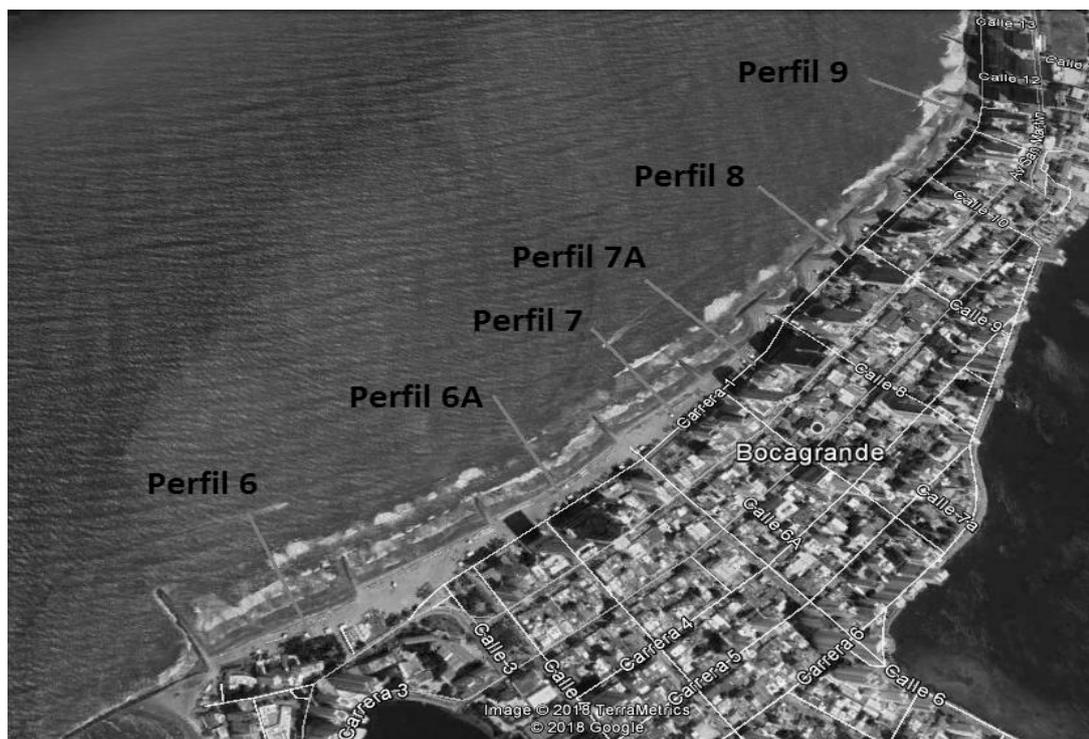
Montoya, et al., (2013) realizaron la comparación entre los modelos de olas, WAVE WATCH III™ (WWIII) y SWAN, utilizando datos del huracán Katrina en el Golfo de México a partir de boyas de la NOAA en el sitio. Para la mayoría de los datos de las boyas estudiados, el WWIII™ presentó las mejores comparaciones estadísticas para los principales parámetros de onda, como la altura de ola significativa y el período al pico, la frecuencia y dirección ( $H_s, T_p, f_p, Dir_p$ ), y reprodujo más adecuadamente el espectro de alta frecuencia, recomendando su uso por una mejor representación espacial de los parámetros de ola en las áreas de alta energía.

Otero et al., (2016) determinaron la contribución e importancia de los frentes fríos y las tormentas tropicales en las alturas de olas extremas en diferentes áreas del Caribe colombiano a partir de datos de la NOAA, utilizando el modelo WAVEWATCH III® (WW3). Encontraron para el área de Cartagena, que tienen mayor incidencia los frentes fríos en las alturas de olas extremas que las tormentas tropicales, presentándose las mayores alturas de olas significativas durante la época seca (diciembre a abril). Para periodos de retorno de 5 y 10 años, las alturas significativas oscilaron entre 3 y 4,2 m., mientras que, para periodos de retorno de 25, 50 y 100 años presentaron alturas entre 4,0 y 5,5m., con dirección predominante del NNE-ENE (cercasas a  $45^\circ$ ).

## MÉTODOLÓGÍA

Se midieron 6 perfiles de playa en el sector de Bocagrande desde agosto de 2001 a enero de 2003, en octubre y noviembre de 2007 y 2008, en marzo de 2010, febrero y abril de 2013 y abril y mayo de 2016 (Figura 3). Los perfiles de playa se levantaron utilizando estación total, nivel de precisión y mira milimétrica, desde la berma de la playa seca hasta una profundidad aproximada promedio de 1,5m. Sobre los mismos se tomaron muestras de arena en la playa seca, sobre la línea de costa y en la zona sumergida para determinar el  $D_{50}$  y el  $D_{90}$  del sedimento por tamizaje (NORMA NTC 174, colombiana). Se promediaron los tamaños para playa seca y playa sumergida. Los perfiles batimétricos se midieron usando un bote equipado con GPSD integrado con el software HYAPACK MAX® y una ecosonda (Odom Hydrotrac II®, 24-340kHz.) desde una profundidad de 2,0m hasta 500m de distancia de la costa (profundidades entre 5 y 6 m. aproximadamente). Los datos se corrigieron por marea y se integraron con las mediciones topográficas de perfiles de playa. La precisión de las mediciones se estimó en 0,10 en la vertical y de 0,20m en la horizontal.

El clima de oleaje cercano a la costa y la altura de la ola en la zona de rotura se determinó mediante el análisis de la transformación del oleaje en aguas profundas a partir de las características del clima marítimo en la zona central del Caribe colombiano ya estudiadas, basados en los estudios de Otero, et al., (2016), Osorio, et al., (2016), Agudelo, et al. (2005). Los casos de oleaje se propagaron hasta aguas intermedias empleando el modelo de oleaje SWAN. Se realizó la propagación del oleaje hacia la costa desde las direcciones NNE, N, NNO, NO, ONO, O y SO para alturas de olas de 1 a 4,7m., mar afuera y periodos de 6,8 a 9 segundos, constituyendo 45 casos de oleajes. Su posterior análisis en la zona de rompiente incluyendo la generación de corrientes y el transporte de sedimentos se realizó con el modelo Oluca-SP del Modelo Integral de Propagación de Oleaje, Corrientes y Morfodinámica en Playas” (MoPla) del Sistema de Modelado Costero, SMC, (Universidad de Cantabria). Se instaló durante 1 día en el mes de junio de 2016 en la zona de estudio un perfilador de corriente Nortek con tecnología Doppler acústica (ADCP) de 2 MHz para evaluar en la zona de rotura la altura del oleaje y comparar con los resultados de los modelos.



**Figura 3.-** Ubicación de los perfiles de playa estudiados en Bocagrande, sobre imagen de Google Earth.

Se evaluaron los patrones de viento (velocidad y dirección) a partir de registros de la estación meteorológica del IDEAM ubicada en el Aeropuerto Rafael Núñez de la ciudad y se consultaron registros de tormentas tropicales y huracanas en las bases de datos de la NOAA. Las direcciones de aproximación del oleaje en rotura se midieron en el campo con una brújula durante el levantamiento de los perfiles de playa. La evolución de la línea de costa se realizó a partir de ortofotos de 2005, ortofotomapas obtenidos de GoogleEarth, correspondientes a los años 2007 (abril) y levantamientos de línea de costa de los años 1985, 2001, 2010 y 2016 y se confrontaron con los datos obtenidos de los perfiles medidos. Para definir y digitalizar la línea de costa sobre la fotografía aérea, se utilizó el punto de máxima llegada del oleaje sobre la playa seca y el contraste entre lo seco y húmedo a lo largo de la playa.

Los perfiles de playa para las diferentes épocas de las mediciones se superpusieron, se les determinó el punto de cierre de forma teórica (Hallermeier, 1981) y se evaluó la variación del ancho de la playa seca y la pendiente longitudinal. Se analizaron las variaciones de los perfiles de playa para las dos épocas climáticas características del Caribe colombiano con el fin de determinar sus posibles variaciones estacionales y definir la existencia de erosión en la zona. Se determinó el perfil promedio para cada perfil de playa y este se ajustó inicialmente a la ecuación de Dean (1977) determinando las pendientes medias, las componentes principales para cada perfil y mediante ajuste por mínimos cuadrados y análisis de correlaciones se determinó el mejor ajuste evaluando el parámetro  $A$  y el exponente  $n$ . También con la misma metodología se ajustaron los perfiles a la ecuación de Bodge (1992) ajustando los parámetros  $B$  y  $K$ .

## RESULTADOS

Los resultados de la propagación del oleaje para el área de Bocagrande indican que las olas del NE, N y NNE alcanzan alturas que oscilan entre 0,6 y 1,2 m en la zona de rotura, con valores alrededor de 0,3m y 0,5m cuando los trenes de onda se acercan a la línea de costa. Durante los periodos de tormenta con fuerte actividad del viento ( $H_s > 3.5$  m), la dirección de la ola cercana a la costa cambia a NO-ONO con alturas que varían de 1,5 y 2,4 m alcanzando la zona de rompientes con alturas entre 0,5 y 1,2m. Cuando hay presencia de frentes fríos en el Caribe los que tienen gran

incidencia en la altura de la ola ( $H_s > 4,5m.$ , (Otero et al., 2016)) las alturas de olas en la zona cercana a la costa de Bocagrande varían entre 1,98 y 2,9 m., aproximándose a la zona de rotura con alturas entre 1,2 y 1,8m .

Se verificaron los estados modales de la playa para los perfiles medidos en los años 2007, 2008, 2010, 2013 y se correlacionaron con los datos tomados en campo en 2016. Para oleajes con  $H$  menores a 1,0m en la zona de rotura, la playa se comporta como intermedia en todos los perfiles estudiados y para oleajes mayores a 1,3m., y períodos mayores a 7,5s., como disipativa. Para valores entre estos dos extremos, dependiendo del tamaño del sedimento en el perfil y del período de la ola pueden presentarse ambos comportamientos en los perfiles. El tipo de rotura del oleaje más frecuente es descrestamiento (spilling) y voluta (plunging) dependiendo de la época climática. Para el día de las mediciones y fondeo del correntómetro ADCP, (año 2016), las alturas de ola en la zona de rompientes variaron entre 0,32 y 0,42m., con rangos de períodos de 6,8 a 7,8 s., con orientación promedio del NNO ( $320^\circ$ ). Para estas alturas de olas, la rotura predominante fue descrestamiento, con valores del número de Iribarren a la rotura entre 0,2 y 1,0. En cuanto al estado morfodinámico, el parámetro de velocidad adimensional de caída del grano ( $\Omega$ ), varió entre 1,9 y 2,5, indicando un estado intermedio en la playa para el día de las mediciones con el correntómetro.

El tamaño del sedimento se clasificó como una arena fina según el sistema unificado de clasificación de suelos de la ASTM, con diámetro promedio  $D_{50}$  entre 0,19 y 0,21mm, un diámetro medio promedio de 0,20 mm para toda la playa y un  $D_{90}$  entre 0,26 y 0,30 mm., notándose un leve incremento en estos valores comparados con datos obtenidos de 2001 y 2002, ( $D_{50}= 0,18$  a 0,19mm) lo que podría indicar un incremento en la energía que recibe del oleaje o por la construcción de nuevas estructuras al norte del sector de playa. Los tamaños del sedimento variaron muy poco a lo largo de la playa de sur a norte aumentando su tamaño levemente hacia el norte (Cuadro 1).

Cuadro 1. Variaciones de los tamaños promedio del sedimento ( $D_{50}$ ) en los perfiles medidos en diferentes años

| PERFIL    | 2001                            | 2002 | 2007 | 2008 | 2012 | 2013 | 2016 |
|-----------|---------------------------------|------|------|------|------|------|------|
|           | D50 PROMEDIO DEL SEDIMENTO (mm) |      |      |      |      |      |      |
| Perfil 6  | 0,18                            | 0,19 |      |      | 0,19 | 0,20 |      |
| Perfil 6A |                                 |      |      |      | 0,19 | 0,21 |      |
| Perfil 7  | 0,18                            | 0,18 | 0,19 | 0,22 | 0,20 | 0,20 | 0,20 |
| Perfil 7A |                                 |      |      |      | 0,19 | 0,19 | 0,21 |
| Perfil 8  | 0,19                            | 0,20 | 0,20 | 0,20 |      |      | 0,22 |
| Perfil 9  | 0,19                            | 0,19 | 0,22 | 0,21 |      | 0,21 |      |

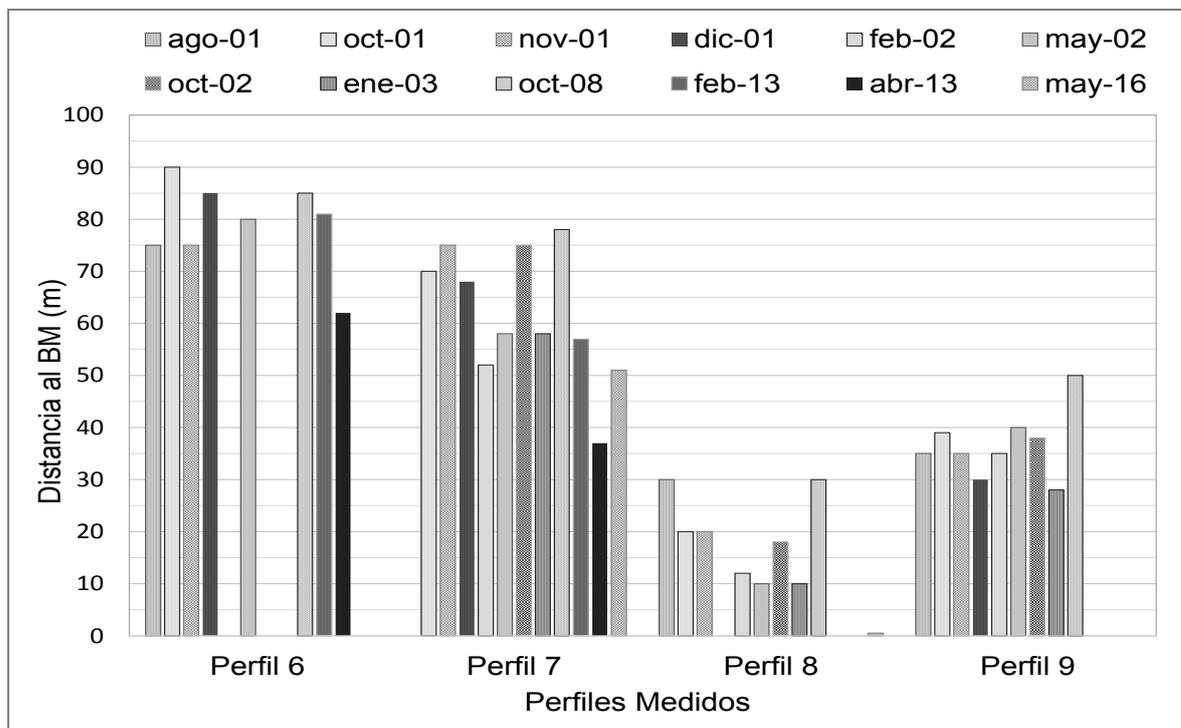
### Variaciones de la línea de costa

Las variaciones de la línea de costa sobre los perfiles medidos en campo se caracterizaron por presentar retrocesos durante la época seca (sin lluvias) con predominio de vientos alisios (N-NE), especialmente en los meses de marzo y abril, con recuperación del ancho de playa seca en los meses de lluvia principalmente en agosto, octubre y noviembre. Sin embargo, esto no ocurre cuando se presentan tormentas en el Caribe o frentes fríos como se registró en las mediciones del 2013; para estos fenómenos los cambios son bruscos y ocurren en pocos días. Como puede apreciarse en la Figura 4, después del paso del frente frío en la primera semana de marzo, presentándose los mayores retrocesos en la línea de costa en los perfiles 6 y 7 en el mes de abril de 2013 (barra de color negro), con una variación del ancho de playa seca de aproximadamente 16m en cada perfil comparados con las mediciones de febrero del mismo año. Posteriormente, en los meses siguientes, la playa logra recuperarse si no hay otro fenómeno meteorológico; esto se ve reflejado en la medición del perfil 7 en mayo de 2016, con una recuperación de aproximadamente 12 m.

Los anchos de la playa seca variaron de sur a norte, siendo mayores hacia el sur (perfil 6), presentando el mismo comportamiento durante los años de medición. El perfil que presentó

mayores retrocesos en la línea de costa fue el perfil 8 (30m en 2016) el que se encuentra ubicado entre dos rompeolas, siendo el tipo de estructura de protección, otro factor de modulación de la línea de costa (Figura 2 y Figura 4). En los diferentes años de medición, el ancho de la playa seca y por consiguiente la línea de costa, varió en un rango promedio de 15m en el perfil 6, de 20m en los perfiles 7 y 8 y de 10m en el perfil 9, siendo congruente con las variaciones del tamaño del sedimento a lo largo de la playa como lo indica el Cuadro 1. Entre los meses de octubre y noviembre se presentan los mayores anchos de playa seca en cada perfil, disminuyendo a partir de diciembre para alcanzar los menores valores en los meses de febrero y abril, iniciando su recuperación en el mes de mayo. También se estableció una variación promedio de la línea de costa con retrocesos y avances promedio de 10 a 15 m., para los 10 años de mediciones dependiendo de la época climática y de la posición del perfil, siendo menor la variación en los perfiles hacia el sur de la ensenada. Sin embargo, se nota una tendencia a recuperarse de forma más lenta en el tiempo del proceso de erosión periódico que sufren. (Figura 4).

Al analizar la evolución de la línea de costa a partir de las ortofotos e imágenes de Google Earth, de los años 1985, 2001, 2005, 2007, 2010 y 2016 se puede apreciar el retroceso y avance periódico de la línea de costa como lo indican las figuras 5, 6, 7 y 8 con valores de acreción y retroceso entre 15 y 22m., estando de acuerdo con lo representado por la figura 4, indicando que las playas de Bocagrande sufren procesos de acreción y erosión periódicos dependiendo de la época del año y de las condiciones climáticas del oleaje.



**Figura 4.-** Variaciones de la línea de costa y anchos de la playa seca en los perfiles 6, 7, 8 y 9 en diferentes años de medición.

Entre el año 1985 y el 2000, predominó el fenómeno de acreción, encontrándose anchos de playa entre 20 y 22 m (figura 5). Entre los años 2000 y 2005, el sector sufrió procesos de erosión con retrocesos de la línea de costa entre 15 y 20 m. Entre los años 2005 y 2007, el sector cercano al espolón Iribarren sufrió erosión, con pérdidas de ancho de playa entre 15 y 22m (figura 6). Al comparar las líneas de costa de los años 2007 y 2010 en el sector cercano al Espolón Iribarren se observó que disminuyó el ancho de la playa seca con un retroceso de la línea de costa entre 15 y 20m, pero hacia el norte a partir de la Calle 4, se presentó acreción con variaciones del ancho de playa entre 10 y 15m., (figura 7).

También se nota en el período estudiado los efectos de la intervención humana en el proceso de variación de la línea de costa. Entre los años 2000 y 2002 se terminaron de construir las

estructuras de protección de la dársena de la Bocana de mareas en el norte de la ciudad, acompañadas de un relleno hidráulico de arena. En octubre del 2011 se rellenaron las playas al sur de Bocagrande, por el proceso acelerado de erosión sufrido cerca del espolón Iribarren a finales de 2010. En el año 2016 se terminaron de construir las estructuras de protección para el Deprimido del barrio Crespo también al norte de Bocagrande, iniciadas en el año 2013 y se presentó erosión marcada en la parte central del sector evidenciado en el retroceso de la línea de costa en el perfil 8, con un valor cercano a 30m (figura 8).



**Figura 5.-** Variación de la línea de costa en el sector de Bocagrande entre los años 1985 (línea gris claro) y 2000 (línea gris oscuro) sobre imagen de Google Earth. En esta comparación se presenta acreción en todo el sector, con variaciones en el ancho de playa seca entre 20 y 22m.



**Figura 6.-** Variación de la línea de costa en el sector de Bocagrande entre los años 2005 (línea gris claro) y 2007 (línea gris oscuro). En este período se presenta erosión en el sector con una disminución del ancho de playa seca entre 15 y 22m.

### Perfiles de Playa

Los perfiles de playa presentaron pendientes medias entre 1,9 y 3,8%, con profundidades de cierre entre los 4,0 y 4,5m para los oleajes seleccionados. Las pendientes de los perfiles no siguen un comportamiento homogéneo, de sur a norte influenciado al parecer por las estructuras costeras cercanas a ellos y por la posición que ocupan en la ensenada de Bocagrande. El perfil 6, ubicado

más al sur y cercano al espolón Iribarren, que es el espolón más largo, presentó la menor pendiente (1,9%). El perfil 6A también entre espolones presentó la mayor pendiente (4,2%) El perfil 7 también localizado entre dos espolones más cortos tiene una pendiente media menor al anterior (3,1%). El perfil 7A más al norte, ubicado entre un espolón y un rompeolas presentó una menor pendiente longitudinal (2,2%). Los perfiles 8 y 9 situados entre rompeolas, pero localizados más al norte, presentaron pendientes medias de 2,2% y 3,8% respectivamente, semejantes a las de los perfiles entre espolones al sur. Los anchos de la playa seca a lo largo del sector, varían de mayor a menor de sur a norte, con valores de 78 a 24m., presentándose el menor valor en el perfil 8 (24m) y muy cercano al valor en el perfil 9 (30m), el más al norte.



**Figura 7.-** Variación de la línea de costa en el sector de Bocagrande entre los años 2007 (línea blanca) y 2010 (línea gris oscuro) sobre imagen de Google Earth. En este período se presentó erosión hacia el sur de la ensenada con retrocesos entre 15 y 20m., y acreción hacia el norte con variaciones en el ancho de playa seca entre 10 y 15m.



**Figura 8.-** Variación de la línea de costa en el sector del perfil 8, entre los años 2008 (Línea gris), año 2013 (línea negra), y 2016 (línea blanca) sobre imagen de Google Earth. En este período se produjo un retroceso de la línea de costa de aproximadamente 30m.

Si se analizan los anchos de playa seca para cada perfil y se comparan con sus pendientes longitudinales promedio, se encuentra que no hay correlación entre ellos, pues los de menor

pendiente no presentan los mayores anchos de playa seca. El perfil 6 que presenta la menor pendiente (1,9%) tiene un ancho promedio de playa de 78m., muy parecida al perfil 7 (76m) que tiene una pendiente mayor (3,1%), al igual que en el perfil 8 que tiene una pendiente pequeña (2,2%) pero que presenta el menor ancho de playa seca, lo que indica un mayor efecto de la ubicación del perfil a lo largo de la playa-ensenada y de las estructuras costeras cercanas a él.

También se compararon las formas de los perfiles medidos en diferentes épocas climáticas para estudiar si había diferencias entre ellos. La figura 9 y la figura 10, muestran la diferencia entre los perfiles medidos en época de lluvias y época seca para los perfiles 6 y 7.

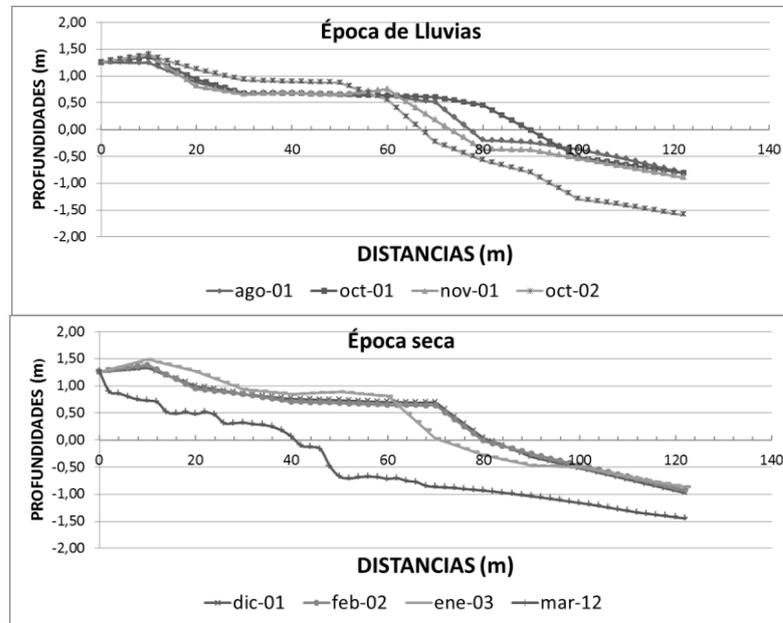


Figura 9.- Forma de los perfiles de playa del Perfil 6 para las dos épocas climáticas

Como puede apreciarse de las gráficas los perfiles en época de lluvias presentan mayor pendiente en la parte sumergida, mientras que los perfiles de la época seca tienen pendientes menores en la parte sumergida, para ayudar al rompimiento del oleaje de mayor energía en esa época climática.

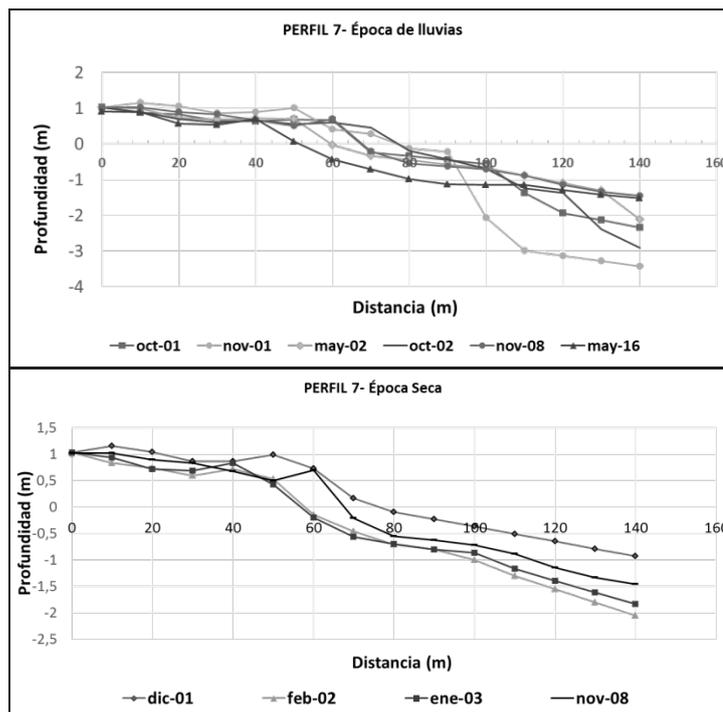


Figura 10.- Forma de los perfiles de playa del Perfil 7 para las dos épocas climáticas.

Finalmente se estimó una ecuación de perfil de equilibrio para la playa ajustando cada uno de los perfiles promedio al modelo de Dean:  $h(x) = Ax^{2/3}$ , encontrándose el mejor ajuste para la expresión con un valor de A igual a 0,078 y un valor del exponente n igual a 0,77, la que ajustó mejor los perfiles en el 76,5% de los casos, teniendo un mayor porcentaje de ajuste para los perfiles 6 y 7. Sin embargo, con la ecuación de Bodge, se obtuvo un mejor ajuste con un valor de B igual a 4,67 y un valor para K igual a  $7,3 \cdot 10^{-3}$  con % de errores menores que con la ecuación de Dean ajustada, especialmente en los perfiles 8 y 9.

## CONCLUSIONES

Del seguimiento a los perfiles de playa en el sector de Bocagrande se puede concluir que los perfiles de las playas varían con el tiempo, tanto estacionalmente como con los cambios climáticos del oleaje

Para oleajes con alturas menores a 1,0m en la zona de rotura, la playa se comporta como intermedia en todos los perfiles estudiados y para oleajes mayores a 1,3m., y períodos mayores a 7,5 segundos., como disipativa. El tipo de rotura del oleaje más frecuente es descrestamiento (spilling) y voluta (plunging) dependiendo de la época climática.

El tamaño del sedimento se clasificó como una arena fina según el sistema unificado de clasificación de suelos de la ASTM, con diámetro promedio D50 entre 0,19 y 0,21mm, un diámetro medio promedio de 0,20 mm para toda la playa y un D90 entre 0,26 y 0,30 mm., notándose un leve incremento en estos valores comparados con datos obtenidos de 2001 y 2002.

Las variaciones de la línea de costa sobre los perfiles medidos en campo se caracterizaron por presentar retrocesos durante la época seca (sin lluvias) con predominio de vientos alisios (N-NE), especialmente en los meses de marzo y abril, con recuperación del ancho de playa seca en los meses de lluvia principalmente en agosto, octubre y noviembre.

Los anchos de la playa seca variaron de sur a norte en la ensenada de Bocagrande, siendo mayores hacia el sur (perfil 6), presentando el mismo comportamiento durante los años de medición. El perfil que presentó mayores retrocesos en la línea de costa fue el perfil 8 (30m en 2016)

Se estableció una variación promedio de la línea de costa con retrocesos y avances de 10 a 15 m., en promedio, para los 10 años de mediciones dependiendo de la época climática y de la posición del perfil, siendo menor la variación en los perfiles hacia el sur de la ensenada. También se nota en el período estudiado los efectos de la intervención humana en el proceso de variación de la línea de costa, especialmente cuando se construyen nuevas estructuras al norte de la ciudad.

Los perfiles de playa presentaron pendientes medias entre 1,9 y 3,8%, y no siguen un comportamiento homogéneo, de sur a norte influenciadas al parecer por las estructuras costeras cercanas a ellos y por la posición que ocupa el perfil en la ensenada de Bocagrande. Los anchos de playa seca para cada perfil si se comparan con sus pendientes longitudinales promedio, no presentan correlación, pues los de menor pendiente no poseen los mayores anchos de playa seca.

Se estimó una ecuación de perfil de equilibrio para la playa ajustando cada uno de los perfiles promedio al modelo de Dean y de Bodge, teniendo un mayor porcentaje de ajuste para los perfiles 6 y 7 de Bodge y con el modelo de Bodge, un mejor ajuste para los perfiles 8 y 9. Los perfiles indican que las playas de Bocagrande sufren procesos de acreción y erosión periódicos dependiendo de la época del año y de las condiciones climáticas del oleaje, en un rango de variación entre 15 y 20 metros. En la época seca la línea de costa retrocede mientras que en la época de lluvias se inicia el proceso de recuperación aunque de una forma más lenta

## REFERENCIAS

Agudelo P., Restrepo A.F., Molares R., Tejada C., Torres R., Osorio A.F. (2005) "Determinación del Clima de Oleaje Medio y Extremal en el Caribe Colombiano". *Boletín Científico CIOH* No 23. 2005. pp. 33-45.

- Alcaldía de Cartagena de Indias, MADS, INVEMAR, CDKN, Cámara de Comercio de Cartagena.** (2014). *Plan 4C: Cartagena de Indias Competitiva y Compatible con el Clima*. Serie de Publicaciones Generales del INVEMAR No. 63. Santa Marta.
- Dean R. G. and Dalrymple, R. A.** (2004) *Coastal Processes with Engineering Applications*. Cambridge University Press. <http://www.cambridge.org>. ISBN 0-511-03791-0 eBook. Pg. 471, 2004.
- Frihy O., Deabes E.** (1997) "Erosion chain reaction at El Alamein Resorts on the western Mediterranean coast of Egypt" *Coastal Engineering*, 69, 2012. Elsevier. [www.sciencedirect.com](http://www.sciencedirect.com). doi:10.1016/j.coastaleng.2012.05.009. 12-06-2018.
- Furrier M., Vargas-Cuervo G., & Moncada C.C.** (2017). "Caracterización y mapeo geomofológico de Cartagena de Indias y adyacencias". *Boletín de Ciencias de la Tierra*, (41), 5-14, 2017. <http://www.revistas.unal.edu.co/index.php/rbct>. DOI: 10.15446/rbct.n41.51031
- Hallermeier R.J..** (1981) "A Profile Zonation for Seasonal Sand Beaches from Wave Climate". *Coastal Engineering*. Vol.4. pp 253-277.
- Klein A. H. and Menezes J. T.** (2001) "Beach Morphodynamics and Profile Sequence for a Headland Bay Coast". *Journal of Coastal Research*. Vol. 17, No. 4, Autumn, 2001 pp. 812-835
- Maza, M., Voulgaris, G., Subrahmanyam, B.** (2006). "Subtidal inner shelf currents off Cartagena de Indias, Caribbean coast of Colombia." *Geophysical Research Letters*, Vol. 33, L21606, doi:10.1029/2006GL027324.
- Montoya R.D., Osorio Arias A., Ortiz Royero J.C., Ocampo Torres F.J.** (2013). "A wave parameters and directional spectrum analysis for Extreme winds". *Ocean Engineering*, 67(2013)100–118. Elsevier Ltd. <http://dx.doi.org/10.1016/j.oceaneng.2013.04.016>
- Moreno-Egel D., Agámez M., Castro E., Voulgaris G.** (2006) "Beach Morphology and Coastal Protection along Headland Bays in Cartagena de Indias, Colombia" *Journal of Coastal Research SI 39 (Proceedings of the 8th International Coastal Symposium)*, 2006. pp. 1658 - 1664. Itajaí, SC, Brazil
- Osorio A. F., Montoya R. D., Ortiz J. C., Peláez D.** (2016). "Construction of Synthetic Ocean Wave Series Along the Colombian Caribbean Coast: A Wave Climate Analysis". *Applied Ocean Research*. 56.2016. pp. 119-131.
- Otero L. J., Ortiz-Royero J. C., Ruiz-Merchan J. K., Higgins A. E., and Henriquez S. A.** (2016). "Storms or Cold Fronts: what is Really Responsible for the Extreme Waves Regime in the Colombian Caribbean Coastal Region?" *Natural Hazards Earth System Sciences*, 16, pp.391–401
- Rangel-Buitrago N, Anfuso G, Williams A T.** "Coastal erosion along the Caribbean coast of Colombia: Magnitudes, causes and management". *Ocean & Coastal Management*, 114, 2015. Elsevier Ltda. [www.sciencedirect.com](http://www.sciencedirect.com). <http://dx.doi.org/10.1016/j.ocecoaman.2015.06.024>. 12-06-2018.
- Short A. D.** (1979.) "Three dimensional beach-stage model". *Journal of Geology*, 87, 553-571.
- Silvester and Shu** (1997 ) *Coastal stabilization*. Singapore: World Scientific Pub. Co., 578 p.
- Verhagen H. J. and Savov B.** (1999). "Sea breeze generated waves and coastal morphology" *Proceedings of International MEDCOAST Conference on Wind and Waves Climate of Mediterranean and Black Sea, Wind & Wave Climate '99*. Antalya, Turkey: Abdalla, Ozhan, pp. 349-360.
- Wright L.D., Short A.D.** (1984) "Morphodynamics Variability of Surf and Beaches: a Synthesis". *Marine Geology*, Vol. 56. 1984. pp. 93-118.