



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – INGENIERÍA DE COSTAS Y RÍOS

**MODELADO FÍSICO DE LA SOCAVACIÓN POR OLAS INDIVIDUALES FRENTE A MUROS
MARINOS VERTICALES**

T E S I S

**QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA**

**PRESENTA:
FRANCISCO GUTIÉRREZ GARCIA**

**TUTOR PRINCIPAL:
DR. EDGAR GERARDO MENDOZA BALDWIN
INSTITUTO DE INGENIERÍA**

COMITÉ TUTOR:

DR. JESÚS GRACIA SÁNCHEZ
DR. CARLOS A. ESCALANTE SANDOVAL
DR. RODOLFO SILVA CASARÍN
DR. LILIA REYES CHÁVEZ

INSTITUTO DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA
INSTITUTO DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX., ABRIL 2017.



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. JESÚS GRACIA SÁNCHEZ
Secretario: DR. CARLOS A. ESCALANTE SANDOVAL
Vocal: DR. EDGAR GERARDO MENDOZA BALDWIN
1^{er.} Suplente: DR. RODOLFO SILVA CASARÍN
2^{d o.} Suplente: DR. LILIA REYES CHÁVEZ

Lugar donde se realizó la tesis: **INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM**

TUTOR DE TESIS:

DR. EDGAR GERARDO MENDOZA BALDWIN

A mis padres, Alma y J. Guadalupe, quienes me han heredado lo más valioso: una educación. “Puede parecer difícil, costosa, pero es eterna, es segura y te asegurará una vida digna”.

A mi hermana María Guadalupe, cada escalón por difícil que sea siempre recibiremos el apoyo de la familia el cual llegará de formas distintas, y cuando logre ver tu tesis de grado sabré que haz comprendido el gran significado de esto. “El primero que nace en toda la familia siempre está soñando en un hermano o hermana imaginario que le cuide”.

*A Débora Alexandra Rocha, obrigado por me acompanhar durante este difícil e lindo proceso, afinal você faz parte dele. Você foi fundamental para poder concluir este logro, parabéns para nós (por que lembra que compartimos tudo verdade!?): Te amo.
“O amor é um ato de perdão interminável.... um olhar terno que se converte em hábito”.*

CONTENIDO

ÍNDICE DE FIGURAS.....	I
ÍNDICE DE TABLAS.....	III
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 MOTIVACIÓN	1
1.2 OBJETIVOS.....	1
1.3 DESCRIPCIÓN DEL TRABAJO	2
2 GENERALIDADES DE LA SOCAVACIÓN EN AMBIENTES MARINOS.....	4
2.1 DEFINICIÓN.....	4
2.2 MECANISMO DE OCURRENCIA DE LA SOCAVACIÓN	4
2.3 MODELOS DE ESTIMACIÓN	13
3 DISEÑO DE MUROS VERTICALES PARA PROTECCIÓN DE LA COSTA	16
3.1 JUSTIFICACIÓN PARA EL USO DE MUROS	16
3.2 DISCUSIÓN Y RECOMENDACIONES SOBRE EL USO DE MUROS VERTICALES	17
3.3 METODOLOGÍAS DE CÁLCULO	20
4 TRABAJO EXPERIMENTAL	21
4.1 DESCRIPCIÓN DE LAS INSTALACIONES.....	21
4.2 DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO DE MEDICIÓN	21
4.3 DESCRIPCIÓN DEL MODELO EN PEQUEÑA ESCALA	27
4.4 CONSIDERACIONES, APLICACIÓN Y LIMITACIONES DEL MODELO EMPLEADO	35
4.5 METODOLOGÍA EXPERIMENTAL.....	36
5 RESULTADOS	39
6 CONCLUSIONES	44
7 REFERENCIAS	45

Índice de figuras

Figura 2-1 Muros de contención alineados a los acantilados en Solana Beach, California, EUA (Don Bartletti/Los Angeles Times, 2016).	5
Figura 2-2 Bosquejo de un muro vertical marino, Engineer Manual 1110-2-1100 (2002).	5
Figura 2-3 Tipos de muros marinos verticales (USACE 2002).	6
Figura 2-4 Deslizamiento de un muro mar adentro.	7
Figura 2-5 Asentamiento y vuelco de un muro mar adentro.	7
Figura 2-6 Asentamiento de un muro.	8
Figura 2-7 Falla por deslizamiento rotacional.	8
Figura 2-8 Vuelco de un muro tierra adentro.	9
Figura 2-9 Tipos de falla más común en muros marinos verticales.	9
Figura 2-10 Procesos de flujo de tipo 2-D (Sumer & Fredsøe, 2002).	10
Figura 2-11 Definición de rotura cerca o sobre del muro.	12
Figura 2-12 Estudio experimental de Fowler, J.E. (1992).	13
Figura 2-13 Contornos obtenidos experimentalmente de la profundidad de socavación frente a un muro marino vertical (siendo $h_w = d$ y $H_s = H$).	14
Figura 4-1 Canal de oleaje de acero inoxidable instalado en el laboratorio de costas y puertos del Instituto de Ingeniería, UNAM, Ciudad de México.	21
Figura 4-2 Software HR Merlin, permite simular distintos estados de mar.	22
Figura 4-3 Evolución del espectro de oleaje con fetch de vientos mar adentro (septiembre 15, 1968). La ilustración muestra el mejor ajuste espectral de la ecuación 4.6, así como la definición de los cinco parámetros independientes (Gráfica: K. Hasselmann, et al. (1973)).	24
Figura 4-4 Espectro de oleaje Jonswap generado en el software HR Merlin.	25
Figura 4-5 Espectro de oleaje Top-Hat generado en el software HR Merlin.	26
Figura 4-6 Sensor de nivel tipo resistivo (izquierda) y monitor de ocho canales (derecha).	26
Figura 4-7 Distribución de los sensores de nivel dentro del canal de oleaje.	27
Figura 4-8 CAMSIZER de la marca Retsch Technology.	28
Figura 4-9 Curva granulométrica de la arena $D_{50} = 0.28$ mm como resultado del análisis granulométrico obtenido por el CAMZISER.	30
Figura 4-10 Curva granulométrica de la grava tipo 1 $D_{50} = 0.28$ mm como resultado del análisis granulométrico obtenido por el CAMZISER.	32
Figura 4-11 Curva granulométrica de la grava tipo 2 $D_{50} = 3.60$ mm como resultado del análisis granulométrico obtenido por el CAMZISER.	34
Figura 4-12 Configuración experimental para las pruebas de socavación producto de la focalización de oleaje al pie del talud.	349
Figura 4-13 Distribución granulométrica del sedimento usado para la construcción de la pendiente	40

Figura 4-14 Generación de oleaje, Jonswap: $T_p = 0.6$ s, $H_{max} = 18$ cm. Top-Hat; $f_1=0.9s$ y $f_2=1.1s$, $H_{omax} = 30$ cm.....	41
Figura 4-15 a) Ola focalizada en el pie del talud, b) Socavación en la berma de arena y c) Medición de la profundidad de socavación con un Vernier electrónico.	42
Figura 5.1 Instante en que se presenta la socavación máxima producto de la rotura del oleaje focalizado frente al muro marino vertical sobre el talud de arena, $D_{50} = 0.28$ mm.	43
Figura 5.2 Registros de la socavación máxima en un material $D_{50} = 0.28$ mm, frente al muro marino vertical para las diferentes condiciones de prueba..	43
Figura 5.3 Instante en que se presenta la socavación máxima producto de la rotura del oleaje focalizado frente al muro marino vertical sobre el talud construido con el material tipo 1, $D_{50} = 2.20$ mm.	44
Figura 5.4 Registros de la socavación máxima en el material tipo 1, $D_{50} = 2.20$ mm, frente al muro marino vertical para las diferentes condiciones de prueba.....	44
Figura 5.5 Instante en que se presenta la socavación máxima producto de la rotura del oleaje focalizado frente al muro marino vertical sobre el talud construido con el material tipo 2, $D_{50} = 3.60$ mm.	45
Figura 5.6 Registros de la socavación máxima en el material tipo 2, $D_{50} = 3.60$ mm, frente al muro marino vertical para las diferentes condiciones de prueba.....	45
Figura 6-1 Relación entre socavación y los parámetros hidráulicos. Izquierda: talud de arena, derecha: talud de grava tipo 1	44

Índice de tablas

Tabla 3-1 Tipos, objetivos y funciones de las estructuras de protección costera.....	19
Tabla 4-1 Distribución de los sensores de nivel, SN.....	27
Tabla 4-2 Análisis granulométrico de la arena $D_{50} = 0.28$ mm.....	29
Tabla 4-3 Análisis granulométrico de la grava tipo 1 $D_{50} = 2.20$ mm.....	31
Tabla 4-4 Análisis granulométrico de la grava tipo 2 $D_{50} = 3.60$ mm.....	33



1. INTRODUCCIÓN

1.1 Motivación

Desde tiempo atrás el estudio de la interacción entre una estructura de obra civil y el agua ha sido fundamental para el progreso de la humanidad. Conforme pasan décadas el nivel de complejidad en la comprensión de los intercambios energéticos entre ambos elementos se ha convertido en un reto debido al incremento en las necesidades del hombre, comercio, turismo, inmigración, entre otros puntos son factores clave en el desarrollo de cada nación, es por ello que el ingeniero civil conlleva una gran responsabilidad en la economía, pero también una gran responsabilidad social y ecológica.

La protección costera es una actividad desarrollada desde tiempos remotos, siendo prioridad salvaguardar la vida humana que se ha establecido en las costas, ya sea por desarrollo industrial, por turismo o por simple expansión, así como proteger toda aquella infraestructura que integra el sistema. Por ello, el interés en investigar uno de los tipos de estructura más empleado para este tipo de protección en las costas; el muro marino vertical (seawall).

Durante los últimos cincuenta años, el estudio y desarrollo de nuevas técnicas en la construcción de muros marinos verticales ha sido escasa debido a la complejidad del tema. De los posibles efectos en el medio físico, es la socavación frente al muro marino uno de los parámetros con mayor dificultad de predecir. Actualmente existen algunos modelos obtenidos a partir de datos experimentales y otros obtenidos vía ejercicios numéricos que permiten estimar la socavación máxima, sin embargo, no se ha considerado la socavación por efectos de rotura de olas de gran intensidad, tema que se ha desarrollado en este trabajo tomando como base investigaciones anteriores.

1.2 Objetivos

- Estudiar el fenómeno de socavación que se presenta frente a muros verticales marinos, recopilando la información científica disponible de estudios tanto en laboratorio como en campo relacionada al cálculo de la socavación máxima información primordial en el diseño de este tipo de infraestructura.
- Realizar pruebas experimentales en un canal de oleaje con la finalidad de reproducir el fenómeno de socavación frente a un muro vertical por medio de espectros de energía que puedan reproducir una ola con suficiente energía y poder manipular el proceso bajo aquellas variables que influyen para su cálculo.
- Proponer un modelo lineal para calcular la profundidad máxima de socavación frente a un muro vertical.



1.3 Descripción del trabajo

Esta tesis presenta los resultados de una investigación experimental enfocada en comprender la ocurrencia de socavación frente a un muro vertical marino debido al efecto de una o dos olas sobre un talud artificial que rompe al pie del muro o tan cerca como sea posible. Para este propósito, un modelo físico fue construido y colocado en un canal de oleaje 2D generando un grupo de olas focalizadas al pie de una pendiente, para la fabricación de la cual emplearon tres tipos de sedimentos, a saber, arena y dos tamaños de grava. El programa experimental incluyó pruebas con diferentes ángulos de inclinación de la pendiente, la sumersión relativa del lecho, distintas profundidades de agua y espectros de energía (Jonswap y Top-Hat), con la finalidad de usar el mayor número de variables que se pudieron controlar en laboratorio. Con esta información se pudieron generar modelos empíricos para la predicción de socavación máxima como una función de la altura máxima de ola en el pie del talud para los casos de arena y para la grava de menor tamaño.

El presente trabajo está organizado en seis capítulos. Se describe el contenido de cada uno de ellos a continuación:

Capítulo 1. **Introducción:** Este capítulo presenta la motivación que dio pie a realizar el estudio de la socavación presente en los muros marinos verticales, un tipo de estructura de protección costera. Además, se describe brevemente en que consistió el trabajo experimental desarrollado para alcanzar los objetivos que se plantearon al inicio de la tesis.

Capítulo 2. **Generalidades de la socavación en ambientes marinos:** Este capítulo presenta aspectos generales de la socavación frente a muros marinos, en específico, muros marinos verticales, resaltando la importancia y los mecanismos de ocurrencia que existen en ambientes marinos, como lo es el constante contacto por los efectos de oleaje, así como los modelos de estimación que existen actualmente para calcular la socavación en el diseño de muros marinos verticales.

Capítulo 3. **Diseño de muros verticales para la protección de la costa:** El capítulo justifica la importancia que tiene la protección costera para cualquier nación que está limitada por una línea de costa, describiendo los principales tipos y funciones de estructuras de protección. Posteriormente, una reseña de los principales autores que han colaborado en el estudio de la socavación frente a muros marinos verticales, estudiando en campo estructuras socavadas por el impacto de oleaje, desarrollando pruebas en laboratorio y llevando a cabo análisis numéricos con la finalidad de poder comprender este fenómeno y poder contribuir en esta línea de investigación del cual poco se conoce, presentando algunas de las principales ecuaciones obtenidas.

Capítulo 4. **Trabajo experimental:** Este capítulo presenta una reseña de las instalaciones, del proceso y del equipo de medición describiendo las características de los



materiales, del software empleado, y de aquellos parámetros que se consideraron en laboratorio para desarrollar el estudio de socavación frente a muros marinos verticales.

Capítulo 5. **Resultados:** Este capítulo presenta los resultados de la socavación frente a un muro marino vertical como producto de la focalización de oleaje, aplicando dos tipos de espectros de energía y diversas variables independientes en el modelo físico construido para la reproducción de éste fenómeno.

Capítulo 6. **Conclusiones:** En este capítulo se muestran los dos modelos adimensionales obtenidos, que son una relación entre la socavación y parámetros hidráulicos, para dos tipos de materiales utilizados en la construcción del talud. Se hace énfasis a estimar la profundidad de socavación en base a los modelos adimensionales dando apertura a seguir desarrollando el tema para continuar contribuyendo a la investigación de socavación frente a estructuras marinas.

2 GENERALIDADES DE LA SOCAVACIÓN EN AMBIENTES MARINOS

2.1 Definición

Es de destacar que el término *socavación* es usado con mayor frecuencia en la literatura para referirse a estructuras costeras en lugar del término *erosión*, siendo ésta una polisemia lingüística.

El estudio de la socavación presente en las estructuras construidas sobre ríos, como las pilas de puentes, es uno de los temas que han sido extensamente estudiados, pero los procesos de socavación en el ámbito de ingeniería costera y costa afuera no han recibido la misma atención debido a que éstos temas son aún más complejos que el flujo constante de un río.

En publicaciones recientes, la metodología para el diseño de muros marinos verticales ha sufrido ligeras modificaciones principalmente en el cálculo para obtener la socavación máxima local frente al muro vertical como un parámetro clave en su diseño. Debido a la complejidad del tema, este trabajo está limitado a comprender la socavación como el resultado de la acción de una o dos olas de gran intensidad que rompen sobre el muro vertical, con el objetivo de obtener expresiones matemáticas empíricas que permitan calcular la profundidad máxima de socavación.

2.2 Mecanismo de ocurrencia de la socavación

Los muros marinos verticales (*vertical-front seawalls*) son construidos en costas donde la protección de la infraestructura en tierra y la actividad económica es más importante que la intención del uso de la playa para la conservación o recreación, además de prevenir el retroceso de la línea de playa debido a una tormenta o simplemente a la acción de oleaje. La Figura 2.1 es un ejemplo clásico de un muro vertical marino. Hay diferentes tipos de muros marinos siendo el de frente vertical o casi vertical el más empleado cuya principal característica es no disipar prácticamente nada de la energía del oleaje, ver Figura 2.2. La estructura es construida paralela a la línea de costa separando el área de tierra del área de mar, para su construcción se emplea acero, concreto y pilotes de madera; también mediante la construcción de un cajón relleno con piedras empleando la técnica de fabricación de gaviones; o típicamente por medio de muros de concreto que funcionen por gravedad los cuales son atados usando acero o concreto colado en sitio para proporcionar mayor estabilidad contra fuerzas y momentos de deslizamiento y de volteo, respectivamente. Si el muro marino colapsa, la consecuencia puede tener gran repercusión social y económica.



Figura 2-1 Muros de contención alineados a los acantilados en Solana Beach, California, EUA (Don Bartletti/Los Angeles Times, 2016).

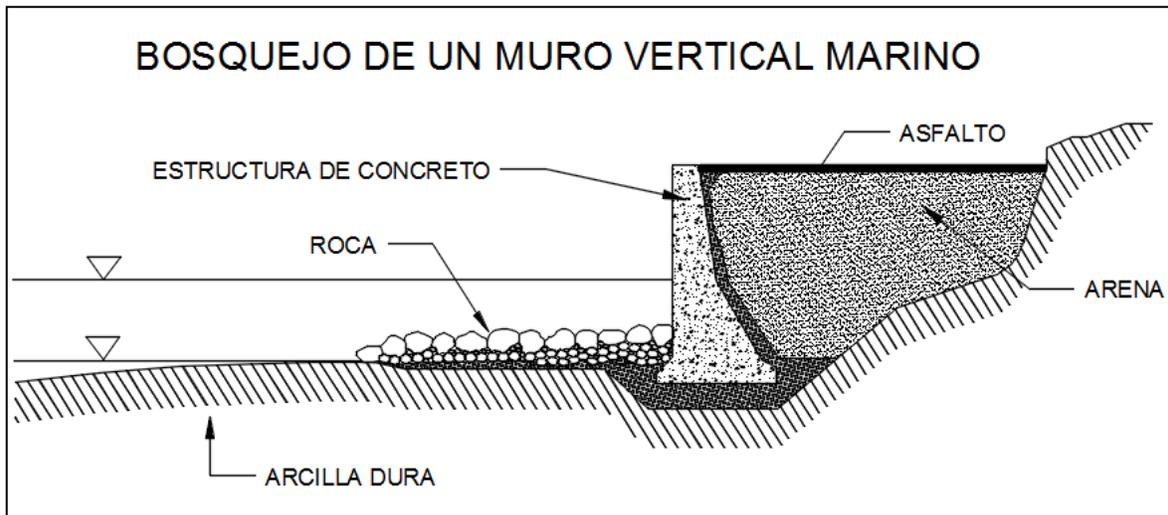


Figura 2-2 Bosquejo de un muro vertical marino, Engineer Manual 1110-2-1100 (2002).

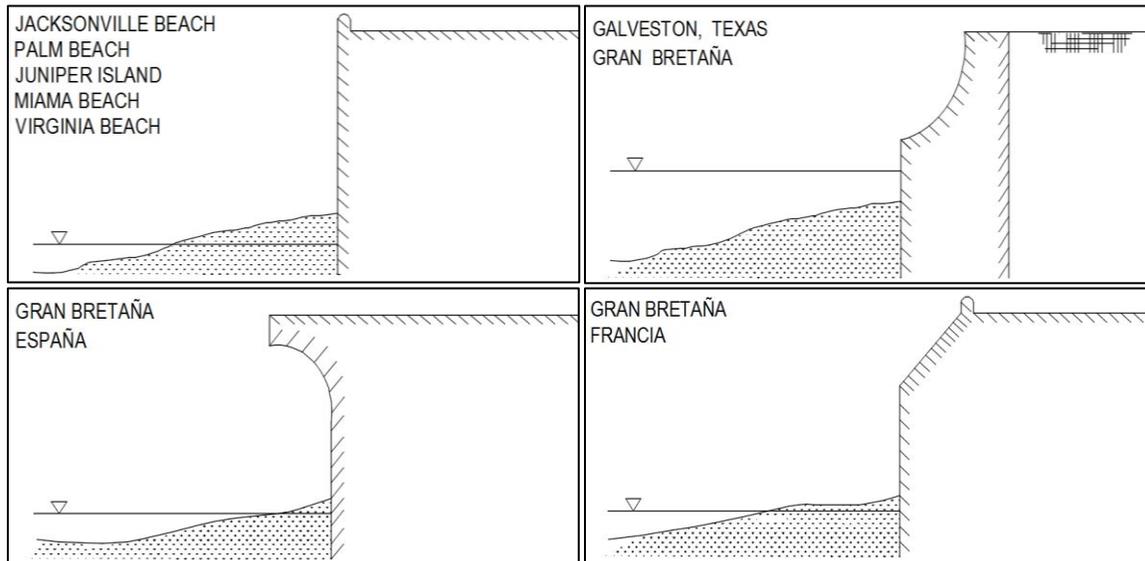


Figura 2-3 Tipos de muros marinos verticales (USACE 2002).

Los daños típicos que sufre este tipo de estructura son: socavación frente al muro (toe scour), desbordamiento (overtopping) y socavación en las extremidades de la estructura (flanking), las Figuras 2.4, 2.5, 2.6, 2.7, 2.8 y 2.9 ilustran algunos tipos de falla. La socavación frente al muro mejor conocida como *socavación local* (Walton y Sensabaugh, 1979; Fowler, 1992; Mase et al, 2015) es uno de los factores más recurrentes que causa la falla en este tipo de estructura, pues producen gran reflexión dada la verticalidad del muro, generando un perfil de fondo de pendiente pronunciada que subsecuentemente influye en el oleaje incidente que impacta contra la estructura. Cabe recalcar que el uso del término “falla” en el ámbito del diseño estructural marino se refiere al daño ocurrido sobre la estructura que impide que ésta opere de manera funcional bajo sus parámetros mínimos de diseño.

De acuerdo con el Manual de Ingeniería Costera (USACE, 2002) la falla de un elemento estructural costero se da por una o más de las siguientes razones:

- Falla por diseño
- Falla por carga excedente
- Falla constructiva
- Falla por deterioro

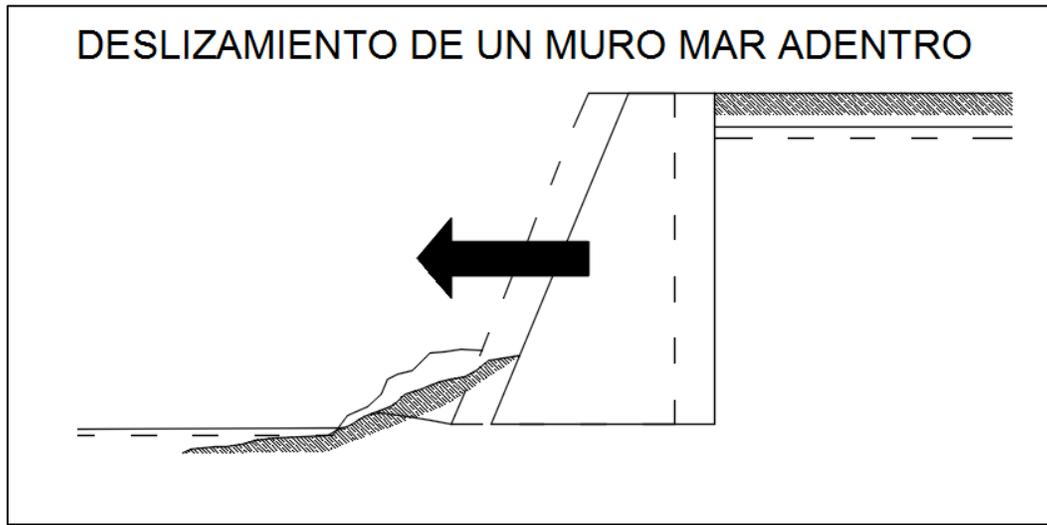


Figura 2-4 Deslizamiento de un muro mar adentro.

En la falla por deslizamiento, como el nombre lo indica, el muro se desliza cuando la presión resultante producto de la presión activa del suelo y a presión del agua ambas en la parte posterior del muro, excede la resistencia por fricción en la base del muro y la resistencia pasiva al pie de la estructura.

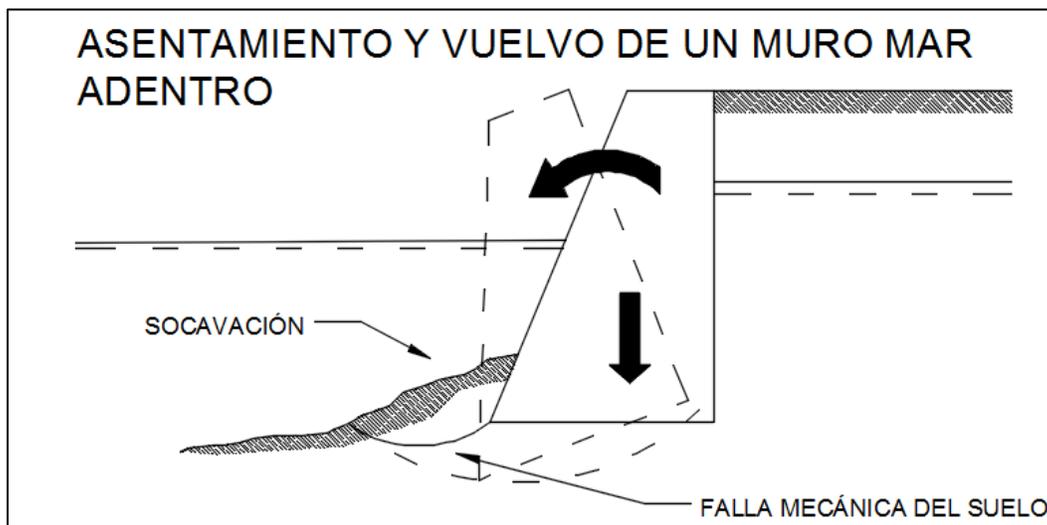


Figura 2-5 Asentamiento y vuelco de un muro mar adentro.

Cuando ocurre socavación frente a un muro tanto la resistencia pasiva como la capacidad de carga disminuyen en la cimentación de la estructura. A su vez, la presión del suelo y la presión del contenido de agua, ambos en la parte posterior del muro, causan falla en la capacidad de carga del suelo resultando asentamiento y vuelco del muro.



Figura 2-6 Asentamiento de un muro.

El asentamiento de un muro puede ser causado por la consolidación o por las fallas mecánicas del suelo, cuando la carga en la cimentación excede la capacidad de carga del suelo.

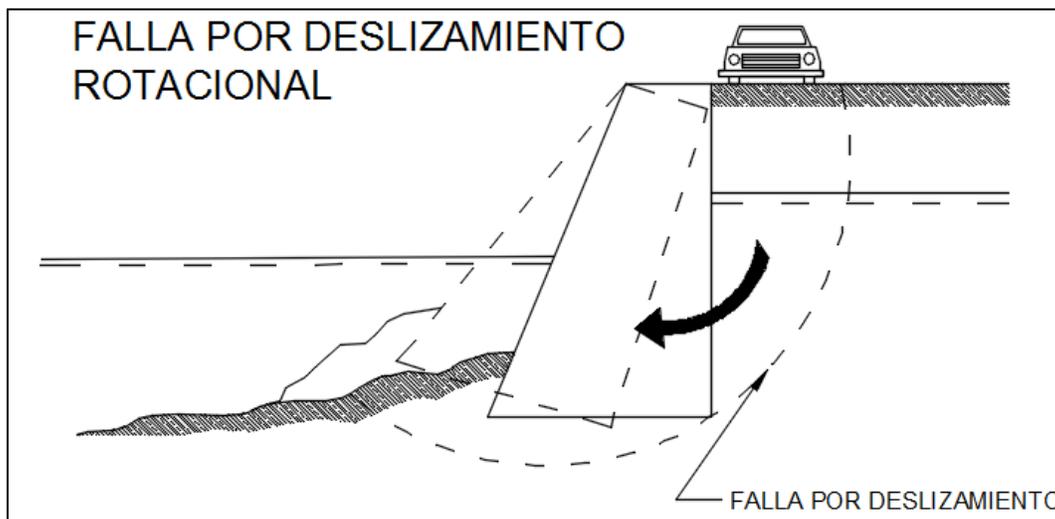


Figura 2-7 Falla por deslizamiento rotacional

La falla por deslizamiento rotacional ocurre cuando la carga de suelo, la carga de agua y la carga en la superficie, exceden el momento restaurador dado por la fuerza del suelo.

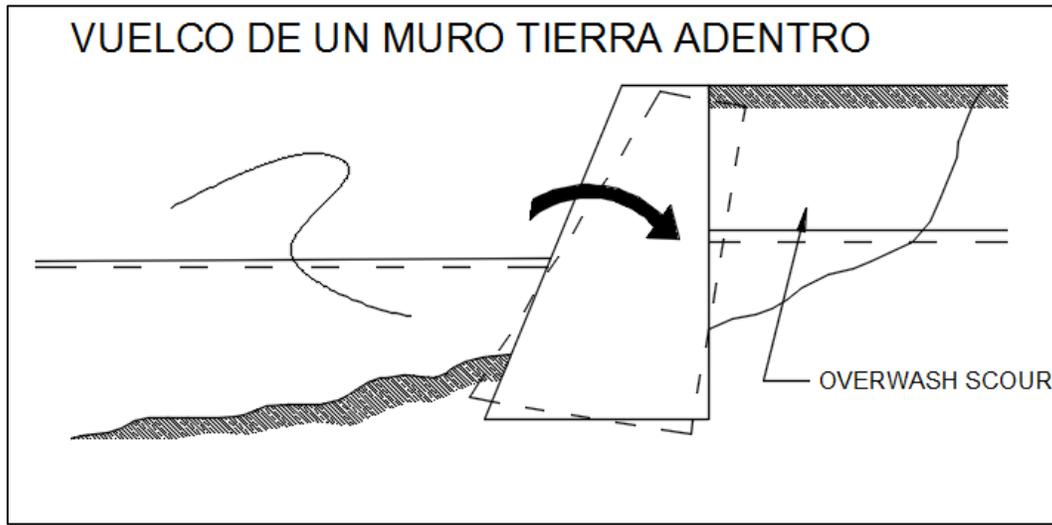


Figura 2-8 Vuelco de un muro tierra adentro.

El rebase (overtopping) puede llegar a provocar la socavación en la parte posterior del muro lo que reduciría la resistencia pasiva del suelo y el muro vuelca tierra adentro. A su vez, la carga por oleaje frente al muro puede causar su inclinación tierra adentro.

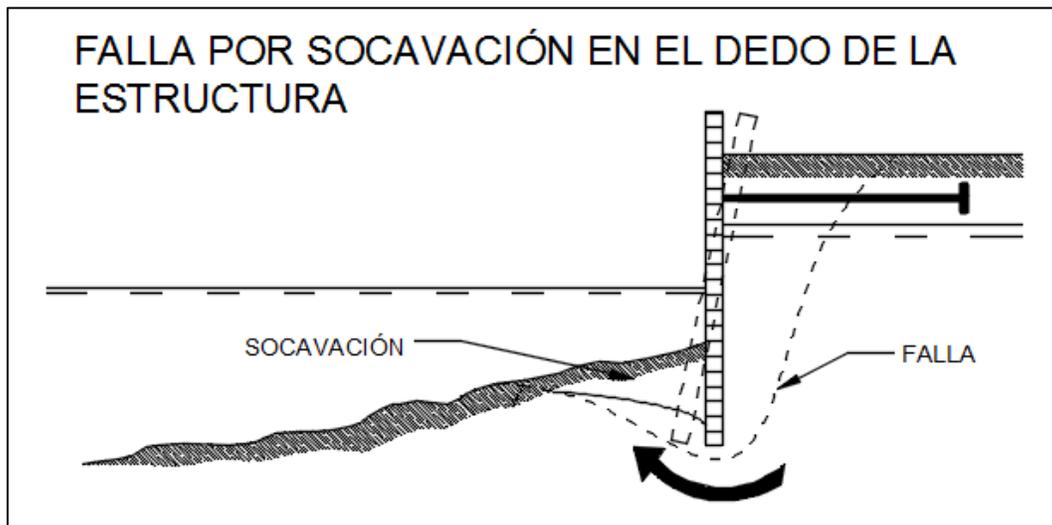


Figura 2-9 Tipos de falla más común en muros marinos verticales.

La socavación al pie de la estructura reduce la presión pasiva del suelo, mientras que la rotación del muro cuando las cargas por la presión activa del suelo y la presión por la carga de agua exceden la presión pasiva.

Como consecuencia de la socavación local, la estructura sufre alto grado de inestabilidad causada por la erosión en el fondo principalmente frente al muro vertical, el gran impacto por oleaje acompañado por el constante ascenso máximo (run-up) y por el proceso intermitente de rebase (overtopping).

No obstante, los mecanismos de socavación frente a un muro marino vertical no están plenamente comprendidos y por ende su estimación sigue siendo poco precisa, dichos mecanismos varían de acuerdo al escenario de socavación 2-D o 3-D que se desee plantar.

En un escenario 2-D el oleaje llega a la costa perpendicularmente siguiendo uno de los cuatro procesos de flujo (ver Figura 2.10):

1. La mayor parte del oleaje rompe antes de llegar al muro marino vertical.
2. Gran parte del oleaje rompe sobre el muro vertical.
3. Gran parte del oleaje llega al muro sin romper y es reflejado.
4. El oleaje rebasa el muro vertical.

Los dos últimos escenarios tienen presencia principalmente durante tormentas.

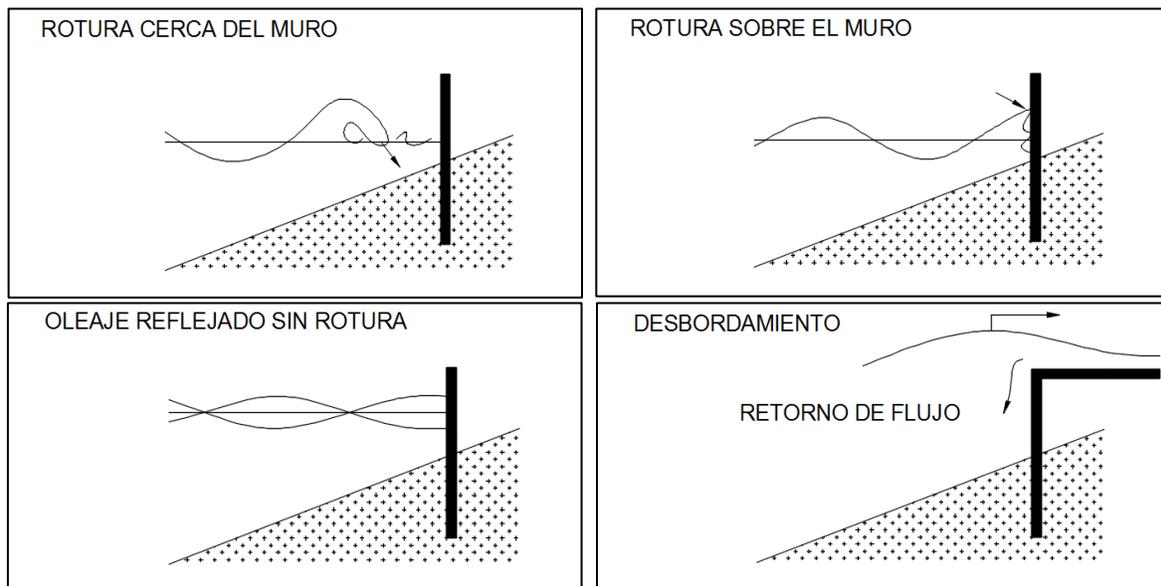


Figura 2-10 Procesos de flujo de tipo 2-D (Sumer & Fredsøe, 2002).

Ahora, en un escenario 3-D los procesos de flujo son:

1. La mayor parte del oleaje incidente presenta rotura con tendencia oblicua, generando corrientes litorales.
2. Gran parte del oleaje incidente oblicuo no llega al estado de rotura.
3. Pueden generarse corrientes litorales por efectos de marea.

De acuerdo con la literatura, el proceso de socavación en un muro marino vertical está gobernado por la combinación de los siguientes cuatro factores:

a) El tipo de rotura

Básicamente existen cuatro tipos de rotura:

Descrestamiento (Spilling). - La rotura es gradual y por lo general la cresta resbala sobre el frente de la ola generando mucha espuma; con un número de Iribarren $Ir < 0.5$.

Voluta (Plunging). - El frente de la ola es mucho más vertical que la parte trasera, formando una cresta en forma de rizo hacia adelante atrapando gran cantidad de aire; $0.5 < Ir < 3.0$.

Colapso (Collapsing). - El colapso está gobernado por la parte media del frente de ola, es poco agresivo más genera abundantes burbujas y espuma; $3.0 < Ir < 3.5$.

Oscilación (Surging). - El perfil de la ola se peralta y sufre asimetría, emergiendo la base de la ola por la presencia del fondo haciendo desaparecer la cresta; $Ir > 3.5$.

Los parámetros que gobiernan el tipo de rotura y sus características (como la altura de ola, H , y la profundidad de agua, h , en el punto de rompimiento) son:

$$\frac{H}{L}, m \quad (2.1)$$

Siendo, H , la altura de ola y L , la longitud de onda ambas para aguas profundas, y m es la pendiente de la playa, ver Figura 2.11.

b) La presencia del muro marino.

El tipo de muro marino estará influenciado por el proceso de socavación, por tanto, un parámetro significativo es la profundidad, d , al que estará la estructura. La distancia entre el muro marino y el punto de rotura del oleaje, x , es otro factor a considerar debido a la relación directa que existe con la socavación. Los parámetros adimensionales responsables en el proceso de socavación por influencia de un muro marino son:

$$\frac{d}{H} \left(\text{o alternativamente } \frac{d}{L} \right), \frac{x}{L}, \frac{T\sqrt{gH}}{d} \quad (2.2)$$

donde se considera el periodo de la onda, T , y la gravedad, g .

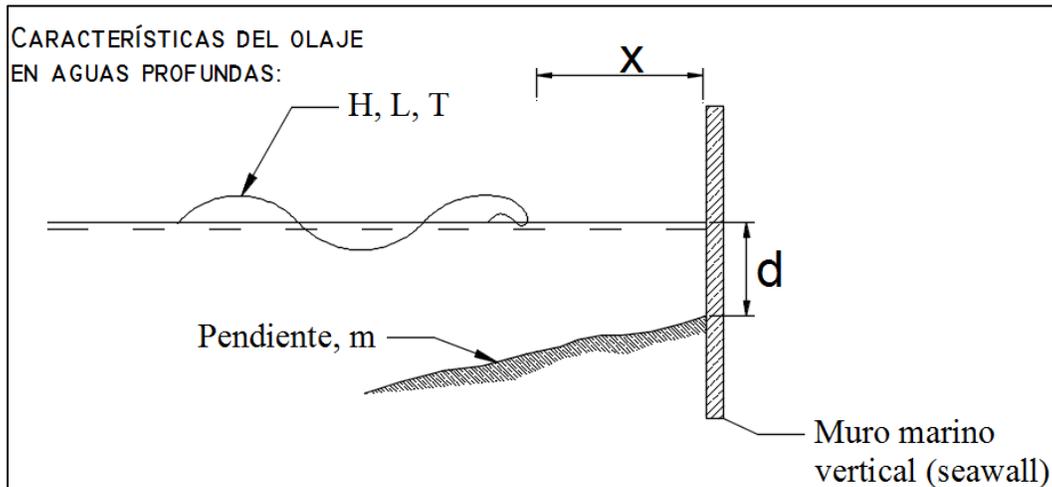


Figura 2-11 Definición de rotura cerca o sobre del muro.

c) Las propiedades del sedimento.

Éstos pueden ser obtenidos en términos del parámetro de Shields y de la relación de velocidad de caída/velocidad de fricción.

$$\theta, \frac{\omega}{U_{fm}} \quad ; \text{definiendo a } \theta = \frac{U_{fm}^2}{g(s-1)d} \quad (2.3)$$

siendo U_{fm} el valor máximo de la velocidad de fricción

d) La capa límite de oleaje cerca del fondo.

El flujo en la capa límite (y, por lo tanto, el transporte de sedimento y los procesos de socavación) podría ser influenciada por la categoría del fondo de dicha capa; los parámetros que gobiernan son:

$$\frac{H}{d} \left(\text{o alternadamente } \frac{L}{d} \right), R_e; R_e = \text{número de Reynolds} \quad (2.4)$$

Como se ha mostrado en los cuatro factores, los diversos análisis muestran las características de socavación en su mayoría en función de parámetros adimensionales. Ahora, es de considerar que, si el muro marino es colocado sobre un perfil de costa estable, será más obvio que la socavación resultante sea en función del perfil inicial entre el fondo y el muro marino.

2.3 Modelos de estimación

Fowler, en 1992 publicó un estudio experimental donde condujo una serie de experimentos simulando un muro marino vertical. El muro lo posicionó a tres distancias diferentes del punto de rotura del oleaje, sus condiciones de prueba fueron dieciocho olas irregulares y cuatro olas regulares, construyendo un talud recto con pendiente de $m = 1:15$.

Encontró que las profundidades de socavación máxima se dieron donde el muro vertical se posicionó más próximo a la rotura ($x=0$ y $x=+3$ ft, de acuerdo a la Figura 2.12 del estudio publicado), normalizando la profundidad de socavación contra la relación del tirante de agua al pie del muro en el fondo y la longitud de onda en aguas profundas, d/L , para posteriormente graficar la correlación S/H , socavación entre altura de ola significativa para oleaje irregular, y d/L , descrita anteriormente.

Dicho estudio dedujo una ecuación empírica propuesta por Fowler:

$$\frac{S}{H} = \left(22.72 \frac{d}{L} + 0.25 \right)^{1/2} \dots \dots \dots (2.5)$$

Siendo aplicable para los rangos siguientes:

$$-0.011 < \frac{d}{L} < 0.045 \text{ y } 0.015 < \frac{H}{L} < 0.040 \dots \dots \dots (2.6)$$

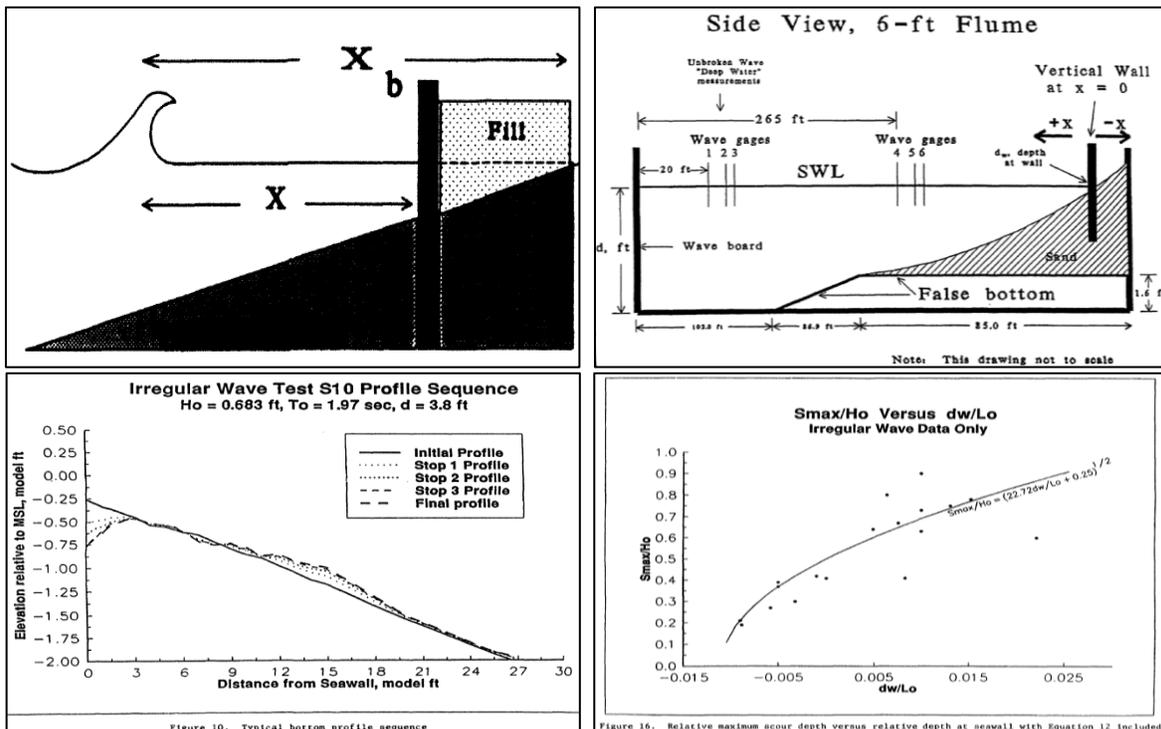


Figura 2-12 Estudio experimental de Fowler, J.E. (1992).

Además, Fowler describe que la altura de ola significativa es el mejor parámetro de diseño del oleaje irregular para coincidir resultados similares basados en pruebas de oleaje regular; así como que la socavación incrementa un 15% mediante pruebas con oleaje regular. [Sumer, B. M. and Fowler, J. E. (2002)]

Otro estudio para estimar la socavación frente a muros marinos verticales, es el estudio experimental de *Powell, K.A. and Lowe, J.P. (1994)*, donde realizaron una extensa serie de pruebas tomando como base un material granular para la construcción del talud con un diámetro medio, D_{50} entre 5 mm y 30 mm; siendo una pendiente recta con relación $m = 1:17$.

La Figura 2.13 representa los resultados obtenidos en forma de contorno de la profundidad de socavación normalizada, S/H , como una función de d/H y H/L , donde L es la longitud de onda correspondiente al oleaje incidente; indicando una región de erosión y otra de acreción, resultados en un oleaje continuo de 3000 olas.

Carpenter, K. and Powell, K.A. (1998) colaboraron en un nuevo estudio similar utilizando arena con $D_{50} = 0.2$ mm pero no en un modelo físico-experimental, sino por medio de una simulación numérica mediante el modelo COSMOS-2D de HR Wallingford.

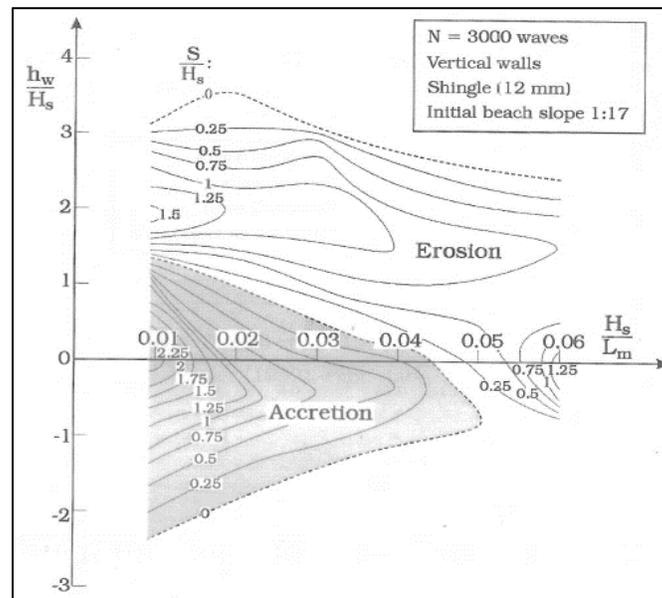


Figura 2-13 Contornos obtenidos experimentalmente de la profundidad de socavación frente a un muro marino vertical (siendo $h_w = d$ y $H_s = H$).

Tomando como base un modelo conocido como SBEACH, por *Larson, M. and Kraus, N.C. (1989)*, *McDougal, W.G., Kraus, N. and Ajiwibowo, H. (1996)*, ampliaron el estudio mediante un modelo numérico basando en dos elementos:



- a) La transformación del oleaje, modelo donde interviene la refracción, reflexión, agrupamiento y rotura del oleaje frente a un muro marino.
- b) La transportación de sedimento en la línea de costa mediante un algoritmo, para predecir el perfil de playa.

Los resultados que se han obtenido de este modelo han sido comparados con los resultados de un modelo físico a gran escala, pruebas que han sido conducidas en el SUPERTANK Laboratory Data Collection Project, *Kraus, N.C., Smith, J. M. and Sollitt, C. K. (1992)*, sin embargo, el objetivo no era desarrollar una ecuación de diseño, sino didentificar aquellas variables que son de mayor importancia para el proceso de socavación frente a muros marinos, obteniendo:

$$\frac{S}{H} = 0.41m^{0.85} \left(\frac{L}{H}\right)^{1/5} \left(\frac{d}{H}\right)^{1/4} \left(\frac{H}{d}\right)^{1/3} \dots\dots (2.7)$$

Las ecuaciones 2.5 y 2.7 concuerdan con la relación entre la altura de ola en aguas profundas y la profundidad del agua frente al muro marino, sin embargo, la ecuación 2.5 depende la longitud de onda en aguas profundas en contravención de la ecuación 2.7.

3 DISEÑO DE MUROS VERTICALES PARA PROTECCIÓN DE LA COSTA

3.1 Justificación para el uso de muros

La protección costera es una actividad humana que surgió a partir de que el hombre adquirió la capacidad de proteger el espacio que lo circunda para su propio beneficio. Hoy en día es un aspecto común de la vida cotidiana en las comunidades costeras, debido al elevado número de asentamientos costeros, el dinamismo y a la vulnerabilidad del equilibrio de las costas, las cuales están en constante cambio en escalas de tiempo dependiendo del tipo de costa y de las fuerzas desestabilizadoras e inductoras del cambio.

Los mares y costas de un país son una parte fundamental del modelo nacional en términos de seguridad, soberanía y el desarrollo sustentable. Por ende, la infraestructura de protección costera (entendida como el conjunto de obras y sistemas construidos e implementados por el hombre para la defensa o estabilización de la costa contra el embate de las inclemencias del mar) suele ser un objeto relevante en los programas de inversión nacionales. Existen países que dependen de ello para controlar o por lo menos minimizar la pérdida de costa y por ende de territorio (ejemplo, Japón), y existen otros que dependen de ellas para su misma supervivencia (ejemplo, Países Bajos).

La protección costera puede estar diseñada para proteger asentamientos establecidos en o cerca de la costa, el objeto de dicha defensa puede ser para:

- Prevenir la erosión de la línea de costa.
- Prevenir inundaciones en zonas costeras.
- Proteger las entradas a puertos marítimos contra la acción de oleaje generando zonas de calma.
- Estabilizar canales de navegación en bocas estuarinas o lagunares.
- Proteger contra el azolve las obras de toma o de descarga.

De acuerdo con el *Coastal Engineering Manual 1110-2-1100 (2002)* las mayores preocupaciones que dan pie a la protección costera son:

1. La reducción al daño debido a tormenta, generalmente causados por dos mecanismos: oleaje e inundación.
2. Mitigación de la erosión costera.
3. Restauración del ecosistema, una nueva área de preocupación por los recursos ambientales perdidos, tales como humedales y arrecifes.

En México, la infraestructura costera generalmente se ha establecido en función de necesidades e intereses localizados, por ejemplo, la estabilidad de playas para fines turísticos, el interés de particulares por conservar estable su frente playero, para la estabilidad de bocas

lagunares o estuarinas para fines de vegetación y/o la circulación adecuada en lagunas y cuerpos de agua semi-cerrados.

De acuerdo con *Hinrichsen, D. (1998)*, más de la mitad de la población mundial vive en una franja costera de 200 km de ancho, y cerca de dos tercios, 4 mil millones, se encuentra a menos de 400 km de la costa. La Agencia Central de Inteligencia (**CIA, 2012**) muestra los 20 países costeros más grandes, combinado con los 20 países con mayor longitud de línea de costa, ordenados decrecientemente por su litoral. La dinámica poblacional en las zonas costeras de México sigue la tendencia mundial, que indica un desplazamiento de las poblaciones humanas hacia las costas. De acuerdo con cifras del *INEGI (2010)* y de la *SEMARNAT (2012)*, en el año 2010 la población de los estados costeros fue de 51 900 847 habitantes, 4.6 millones más que en el año 2005. Durante los periodos 1990-2010, en más de la mitad de los estados costeros la tasa media anual de crecimiento poblacional estuvo por arriba de la media nacional. En ambos periodos, los tres estados costeros de la república mexicana que presentaron mayor tasa de crecimiento fueron, Quintana Roo, Baja California y Baja California Sur. Tomando en cuenta que en México existen aproximadamente 11 500 km de costa, 3 000 000 km² de aguas territoriales y 130 lagunas costeras que cubren un área de 15 000 km². Estas cantidades se reparten en 17 entidades federativas que tienen apertura al mar representando el 56 % del territorio nacional, que en su conjunto tienen 169 municipios con frente costero. Derivado de la importancia y el valor de los asentamientos humanos costeros, la construcción de muros sigue siendo una alternativa muy empleada.

3.2 Discusión y recomendaciones sobre el uso de muros verticales

La erosión en frente de un muro marino vertical ha sido la mayor preocupación para la mayoría de los ingenieros costeros. *Ichikawa (1967)* estudió el colapso del rompeolas en el puerto de Tagonoura Harbour en Japón, donde se encontró una profundidad de socavación de hasta 8 m. *Herbich y Ko (1968)* llevaron a cabo una serie de estudios teóricos y experimentales sobre la erosión en frente de las estructuras concluyendo que la profundidad de socavación es en función de las ondas incidentes. *Sato, S., Tanaka, N. y Irie, I. (1968)* estudiaron la socavación cerca de diques verticales y encontraron que la socavación estaba estrechamente relacionada con las corrientes de oleaje inducido. *Fowler (1992)* analizó pruebas de laboratorio y propuso un método empírico para determinar la profundidad de socavación al pie de los muros marinos verticales; concluyó que la relación de la profundidad del agua frente al muro y la longitud de onda fue el principal factor que gobernó en la profundidad de socavación. *McDougal, WG, Kraus, N. y Ajiwibowo, H. (1996)* llevaron a cabo un estudio numérico sobre la socavación frente a un muro marino vertical donde se encontró que la reflexión del oleaje tiene un efecto menor sobre el proceso de socavación.

La mayoría de los modelos disponibles en la literatura para la estimación de la socavación local en este tipo de estructuras marinas están relacionados al efecto de un tren de oleaje, pero según lo declarado por *Jayaratne et al. (2008)* consecuencias desastrosas, pueden surgir

por el efecto de una o dos olas violentas. El *CIRIA Manual (2013)* discute un modelo teórico para predecir la socavación en muros marinos y diques bajo oleaje irregular. *Pagliara y Palermo (2013)* reportaron que la presencia de aire durante el impacto afecta la morfología de socavación. En este sentido, el presente estudio experimental tiene como objetivo comprender la socavación producida por una sola ola que rompe muy cerca o sobre el muro marino vertical.

Existe poca información disponible de socavación frente a muros verticales marinos (y con berma) por el impacto de una o dos olas violentas.

En el *CIRIA Manual (2013)* se discuten modelos teóricos de predicción de socavación frente a muros y diques marinos en condiciones de oleaje irregular.

Para fines prácticos de protección costera, la costa puede clasificarse en tres tipos:

- Costas rocosas: son casi inalterables de acuerdo a la escala de tiempo a manejar, que usualmente son años.
- Costas de arena (material granular no cohesivo): se deforman fácilmente con la acción del oleaje y el efecto de las corrientes. En este tipo, la posición de la línea de costa está en constante movimiento.
- Costas de material cohesivo: estas costas de sedimento cohesivo involucran interacciones eléctricas y químicas ya sea en partículas individuales o en grupo, lo cual hace que no sean fácilmente erosionables.

Cada tipo de costa puede o no estar vegetado, lo cual también disminuye a la capacidad del agua (y el aire) de erosionarlas, dada la cobertura vegetal que protege el suelo. De cualquier forma y en cualquier circunstancia, el tipo de costa más fácilmente erosionable es la costa de material no cohesivo, y por lo tanto es el tipo de expresión costera más susceptible a ser protegida, sea para evitar la erosión misma o para evitar que se azolve una zona u obra artificialmente dragada (puerto, bahía, estuario, desembocadura, boca lagunar, etc.).

En la Tabla 3-1 se presenta la clasificación de estructuras de acuerdo al *Coastal Engineering Manual 1110-2-1100 (2002)*, describiendo los objetivos y funciones de cada una de ellas. Las estructuras del tipo 1 al 4 son de *acorazamiento costero*; las del tipo 5 al 9 son estructuras de *estabilización playera*; del 10 al 16 son las estructuras o sistemas que corresponden a instalaciones costeras, alternativas no estructurales, a nuevas tecnologías, o a una combinación de estas. Existen otras alternativas para mitigar daños en zonas costeras:

- La alternativa de *adaptación*, el cual consiste en modificar la infraestructura y manejo costero para mitigar el impacto producido por el mar.
- La alternativa de *retirada*, es la evacuación permanente o abandono de la infraestructura costera, lo cual puede ser la mejor opción en zonas con tasas de erosión elevadas.

- La alternativa de “*no hacer nada*”, prevé la base para medir la efectividad de reducir daños, cuando todas las alternativas estructurales y no estructurales son muy caras, no existe una solución económicamente viable, o cuando los procesos naturales de transporte de sedimento, erosión o acreción son el aspecto más importante.

En México no se han implementado todas las estructuras que aparecen en la Tabla 3-1, en parte porque no ha sido necesario, por motivos presupuestales o de planeación a nivel de autoridades gubernamentales, o bien por la falta de visión y motivación de probar técnicas nuevas.

El tema relacionado a la falla por socavación en estructuras de defensa costera debido al fuerte impacto por oleaje, no ha sido completamente comprendido por los diseñadores costeros además de ser un tema poco estudiado por investigadores debido a la complejidad del fenómeno.

Tabla 3-1 Tipos, objetivos y funciones de las estructuras de protección costera.

#	TIPO DE ESTRUCTURA	OBJETIVO	FUNCIÓN PRINCIPAL
1	Dique	Prevenir o mitigar inundaciones en bajas zonas costeras.	Separación entre la línea de costa y las zonas bajas en tierra.
2	Muro vertical (espaldones)	Proteger la tierra y las estructuras contra inundaciones y rebases.	Refuerzo en la parte del perfil de playa.
3	Revestimiento	Proteger la línea de costa contra erosiones.	Refuerzo en la parte del perfil de playa.
4	Malecón de retención	Retener suelo y evitar deslizamiento de tierra al mar.	Refuerzo y relleno del banco de tierra costero.
5	Espigón	Prevenir erosión playera.	Reducción de transporte longitudinal a la playa.
6	Rompeolas no ligado a la playa	Prevenir erosión playera.	Reducción de la altura de ola en la sombra de la estructura.
7	Rompeolas de arrecife	Prevenir erosión playera.	Reducción de la altura de ola en la playa.
8	Dique sumergido	Prevenir erosión playera.	Retardar el movimiento del sedimento mar adentro.
9	Rompeolas	Proteger puertos y obras de toma contra oleaje y corrientes.	Disipación de energía y/o reflexión del oleaje hacia mar adentro.

10	Dren de playa	Prevenir erosión playera.	Acumulación de material playero en la porción drenada de la playa.
11	Relleno artificial de playa y dunas	Prevenir erosión playera y proteger contra inundaciones.	Relleno artificial de la playa y de la duna para que esta sea erosionada en lugar del material naturalmente depositado.
12	Rompeolas flotante	Proteger puertos y zonas de atraque contra oleaje de alta frecuencia.	Reducción de la altura de ola por reflexión y atenuación.
13	Espigón de escollera	Estabilizar canales de navegación en desembocaduras y bocas.	Confinar corrientes y flujos de marea. Proteger contra aguas pluviales y corrientes cruzadas.
14	Muro de conducción	Prevenir azolve o erosión no deseado y proteger atraques contra corrientes.	Direccionamiento de corrientes forzando el flujo a lo largo de las estructuras.
15	Barreras para marea de tormenta	Proteger estuarios contra mareas de tormenta.	Separación entre el estuario y el mar por medio de compuertas móviles.
16	Protección contra socavación	Proteger estructuras costeras de la inestabilidad, producto de la erosión del fondo marino adyacente.	Aumento de la resistencia contra erosión causada por el oleaje y las corrientes.

3.3 Metodologías de cálculo

En la predicción de socavación máxima para el diseño de estructuras marinas, se presentan algunas fórmulas empíricas que considera el *Coastal Engineering Manual 1110-2-1100 (2002)*, un manual de diseño que recopila importantes estudios de investigación resaltando métodos de cálculo con mayor eficiencia en una escala real, siendo pocos los modelos que existen actualmente para poder estimar la socavación que se presenta frente a estructuras de protección costera, principalmente, muros marinos verticales, los modelos son los siguientes:

$$\text{Herbich y Ko (19977): } S = \left[d - \frac{A}{2} \right] \left[(1 - C_r) U \left\{ \frac{3}{4} C_d \rho \left(\frac{\cot(\theta)}{d_{50}(\gamma_s - \gamma)} \right) \right\}^{1/2} - 1 \right]$$

$$\text{Fowler (1992): } \frac{S}{H_0} = \left[22.72 \left(\frac{h_w}{L_0} \right) + 0.25 \right]^{1/2}$$

$$\text{McDougal, Kraus y Ajiwibowo's (1996): } \frac{S}{H_0} = 0.41 m^{0.85} \left(\frac{L_0}{H_0} \right)^{1/5} \left(\frac{h_w}{H_0} \right)^{1/4} \left(\frac{H_0}{d} \right)^{1/3}$$

4 TRABAJO EXPERIMENTAL

4.1 Descripción de las instalaciones

Los experimentos se llevaron a cabo en un canal de oleaje bidimensional con generador de oleaje tipo pistón de la marca HR Wallingford. El cual hace parte del laboratorio de puertos y costas ubicado dentro de las instalaciones del Instituto de Ingeniería en la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), sede Ciudad de México; las dimensiones del canal son: 0.4 m de ancho, 0.6 m de alto y 22 m de largo, construido de acero inoxidable y de paneles de vidrio de 5 mm de espesor que permiten completa visibilidad en su interior, cuenta con una pala generadora vertical tipo pistón de acero inoxidable el cual se encuentra suspendido de una estructura ajustada a las paredes del canal, equipado con un sistema de absorción dinámica de ondas reflejadas para el control preciso de las condiciones de oleaje, el cual es activado de manera opcional. La pala es accionada por un servomotor eléctrico de corriente alterna que responde a la señal de un sistema de cómputo mediante el uso de la interfaz HR Merlin Software de la misma marca. En el extremo opuesto del canal se encuentra una estructura disipadora de grava de río con la finalidad de disminuir la reflexión de oleaje y mantener un estado de ondas progresivas (ver Figura 4.1).

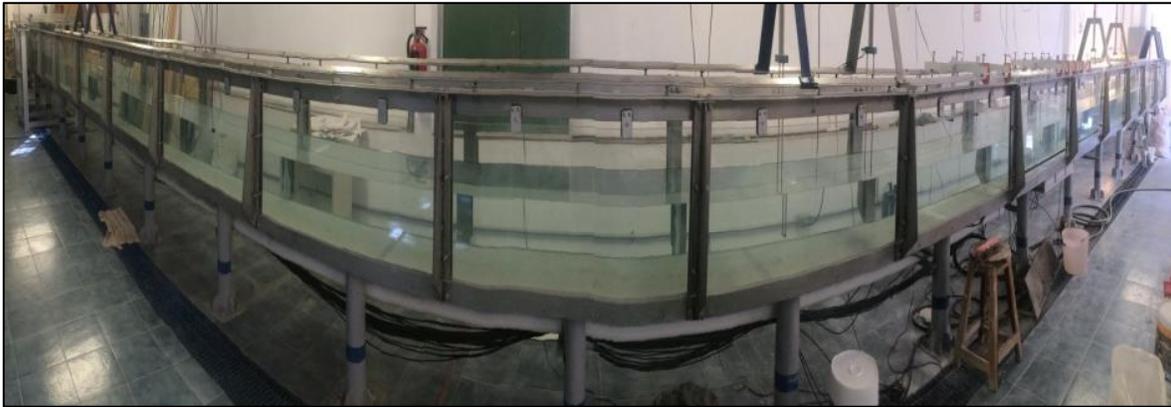


Figura 4-1 Canal de oleaje de acero inoxidable instalado en el laboratorio de costas y puertos del Instituto de Ingeniería, UNAM, Ciudad de México.

4.2 Descripción del equipo de medición

El software HR Merlin (Figura 4.2) desarrollado por la marca HR Wallingford Ltd. permite la simulación de distintos estados de mar tanto en un estanque como en un canal de oleaje,

generando oleaje regular (sinusoidal) y oleaje aleatorio, este último se conforma de un número de formas espectrales estándar:

- Jonswap (definiendo para viento o para altura de ola, H_s)
- Pierson-Moskowitz
- International Towing Tank Congress (ITTC)
- Darbyshire Costal
- Darbyshire Ocean
- Neumann
- BTPP
- Top-Hat
- Bretschneider

Para emplear algunos de los espectros se requiere de parámetros introducidos por el usuario, tales como: amplitud de la onda (a), frecuencia (f), altura significante (H_s), periodo pico (P), entre otros, de acuerdo al tipo de oleaje que se desea reproducir.

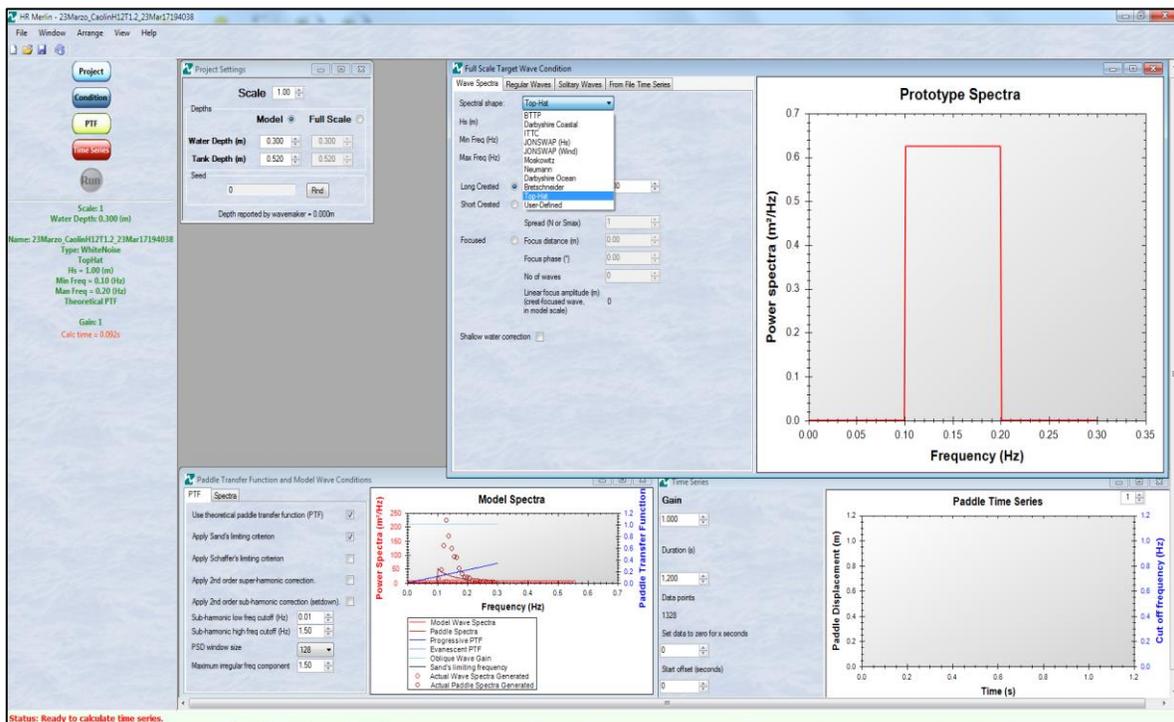


Figura 4-2 Software HR Merlin, permite simular distintos estados de mar.

El presente trabajo se enfocó solo a dos tipos de espectros de energía, Jonswap (definido para altura de ola significativa, H_s) y Top-Hat, mostrando sus definiciones matemáticas a continuación:

Espectro de oleaje JONSWAP

Hasselmann, et al. (1973) propusieron el espectro Jonswap, el cual fue generado con datos tomados a finales de la década de los sesenta por un proyecto de medición de oleaje conocido como JONSWAP, por sus siglas en inglés (Joint North Sea Wave Project). Este espectro fue generado por estados de mar formados por el viento, con fetch limitado y para una profundidad de agua indefinida. La expresión que representa este espectro es:

$$S_J(f) = S_p(f) \Phi_{PM} \left(\frac{f}{f_p} \right) \Phi_J(f, f_p, \gamma, \sigma) \quad (4.1)$$

donde

$S_p(f)$ es la ecuación de Philips (1958)

$$S(f) = \alpha g^2 f^{-5} (2\pi)^{-4} \quad (4.2)$$

$\Phi_{PM} \left(\frac{f}{f_p} \right)$ es la función de forma de Pierson-Moskowitz (1964)

$$\Phi_{PM} \left(\frac{f}{f_p} \right) = e^{-1.25 \left(\frac{f}{f_p} \right)^{-4}} \quad (4.3)$$

Φ_J es el factor de forma del espectro Jonswap

$$\Phi_J = \gamma e^{\left[\frac{-(f-f_p)^2}{2\sigma^2 f_p^2} \right]} \quad (4.4)$$

$$\sigma = \begin{cases} \sigma_a & \text{para } f_p \geq f \\ \sigma_b & \text{para } f_p < f \end{cases} \quad (4.5)$$

Sustituyendo las ecuaciones 4.2, 4.3 y 4.4, se define el espectro Jonswap para viento:

$$S(f) = \alpha g^2 f^{-5} (2\pi)^{-4} e^{-1.25 \left(\frac{f}{f_p} \right)^{-4}} \gamma e^{\left[\frac{-(f-f_p)^2}{2\sigma^2 f_p^2} \right]} \quad (4.6)$$

Aquí f_p representa la frecuencia máxima (pico) del espectro de energía; f es la frecuencia local; α corresponde a la usual constante de Philips o factor de escala, asociado con la energía total de espectro que está en función directa del fetch y de la velocidad del viento (*ver Silva (2005) y Hasselmann, et al. (1973)*); σ representa el ancho de la base del espectro siendo los valores $\sigma_a = 0.07$ y $\sigma_b = 0.09$ los más habituales antes y después de la frecuencia pico; γ es

conocido como el parámetro de forma del pico del espectro y su rango va de 1 a 7, pero cuyo valor normalmente es $\gamma = 3.3$ y g es la aceleración de la gravedad (ver Figura 4.3).

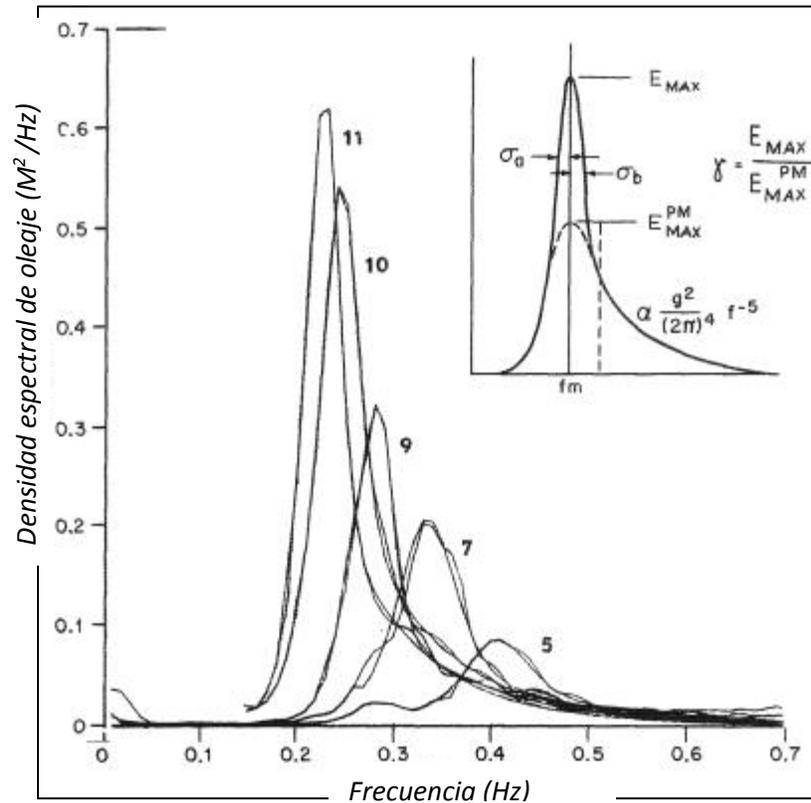


Figura 4-3 Evolución del espectro de oleaje con fetch de vientos mar adentro (septiembre 15, 1968). La ilustración muestra el mejor ajuste espectral de la ecuación 4.6, así como la definición de los cinco parámetros independientes (Gráfica: Hasselmann, et al. (1973)).

Gofa (1988) derivó una expresión aproximada del espectro Jonswap en términos de la altura de ola significativa H_s y de la frecuencia de pico espectral f_p , quedando de la manera siguiente:

$$S(f) = B_j H_s^2 f_p^4 f^{-5} e^{-1.25 \left(\frac{f}{f_p}\right)^{-4}} \gamma e^{\left[\frac{-(f-f_p)^2}{2\sigma^2 f_p^2}\right]} \quad (4.7)$$

donde

$$B_j = \frac{0.0624(1.094 - 0.01915 \ln \gamma)}{0.230 + 0.0336\gamma - 0.185(1.9 + \gamma)^{-1}} \quad (4.8)$$

Cuando la ecuación 4.7 recibe el valor de $\gamma = 1$, se transforma al espectro de Pierson-Moskowitz, ecuación 4.3.

Espectro de oleaje TOP-HAT

Definido por la altura de ola significativa, H_s (m), y una diferencia de frecuencias que mantienen la misma densidad de energía, f_1 y f_2 . Espectro también conocido como función rectangular.

$$S(f) = \frac{0.0625H_s^2}{(f_2-f_1)} \quad (4.9)$$

donde $f_1 < f < f_2$

Las imágenes siguientes (Figura 4.4 y Figura 4.5) muestran el ambiente del software HR Merlin que permitirá reproducir el estado de mar bajo las condiciones deseadas tanto para un espectro Jonswap como para un espectro Top-Hat:

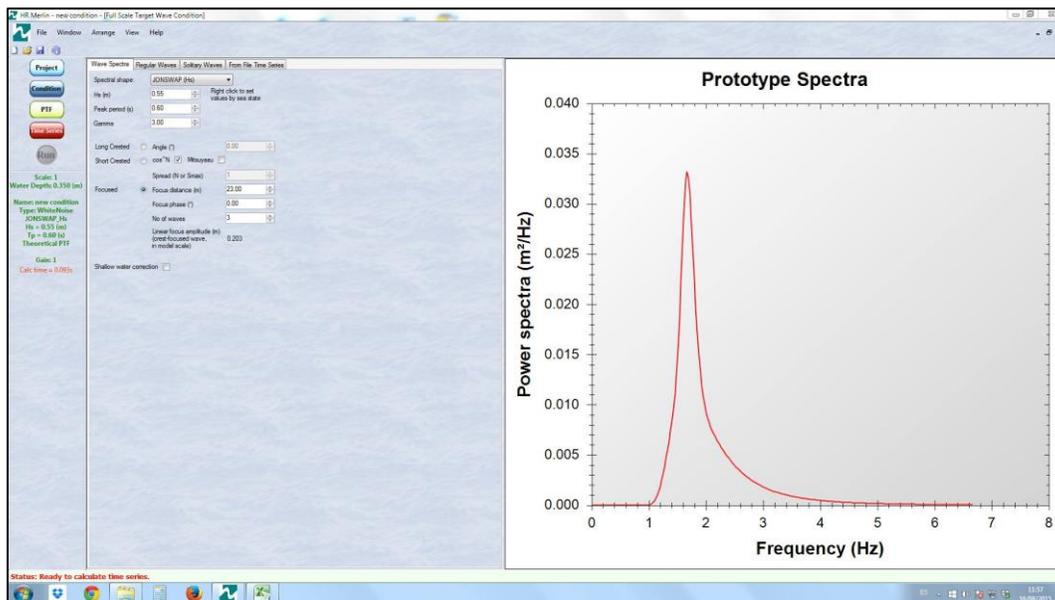


Figura 4-4 Espectro de oleaje Jonswap generado en el software HR Merlin.

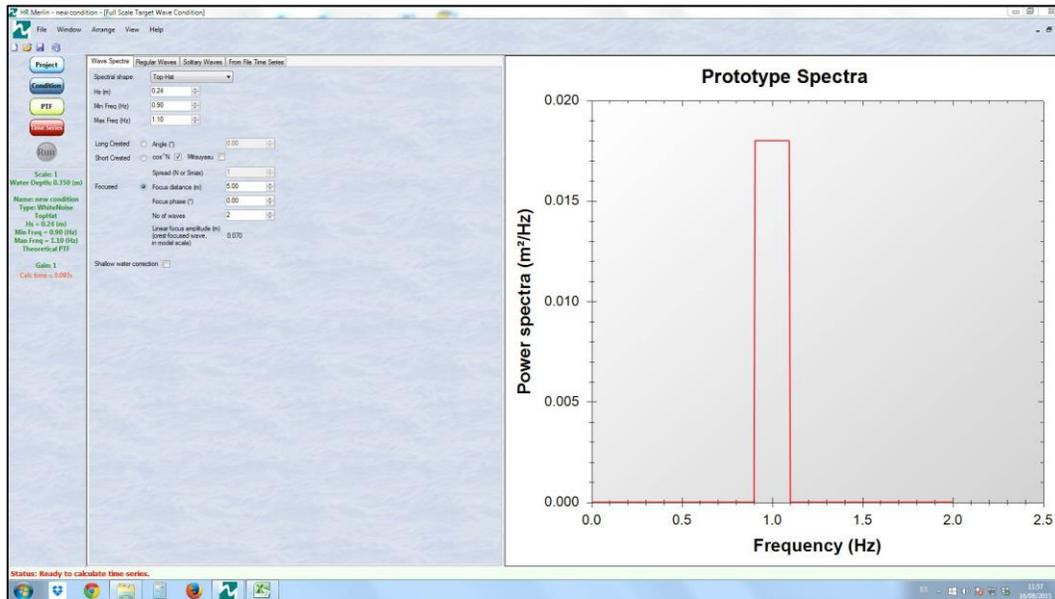


Figura 4-5 Espectro de oleaje Top-Hat generado en el software HR Merlin.

Para determinar la variación temporal de la superficie libre del agua en el tiempo se utilizaron siete sensores de nivel (SN) de tipo resistivo conectados a un monitor de la marca HR Wallingford de ocho canales (ver Figura 4.6). El principio de medición de este equipo se basa en un flujo de corriente en una sonda sumergida, la cual consiste en un par de barras paralelas de acero inoxidable: el flujo de corriente entre las barras de la sonda será proporcional a la profundidad sumergida; así la corriente es convertida en un voltaje de salida proporcional a la profundidad instantánea de inmersión.



Figura 4-6 Sensor de nivel tipo resistivo (izquierda) y monitor de ocho canales (derecha).

El voltaje de salida puede ser calibrado a partir de la variación en la profundidad de inmersión en agua estática si se conoce el valor del cambio en el nivel de la señal de salida. Este procedimiento fue realizado con la ayuda del sistema de medición, imc SPARTAN.

Para los ensayos realizados se emplearon 7 sensores de nivel a lo largo 14.92 m del canal, colocando el primer sensor a 2.88 m de la pala generadora de oleaje. La distribución de los sensores a lo largo del canal se presenta en la Tabla 4-1 y Figura 4.7.

Tabla 4-1 Distribución de los sensores de nivel, SN.

Distribución de los sensores de nivel, SN	Distancia (m)
Pala generadora - SN1	2.88
SN1 - SN2	8.22
SN2 - SN3	5.10
SN3 - SN4	1.00
SN4 - SN5	0.20
SN5 - SN6	0.20
SN6 - SN7	0.20

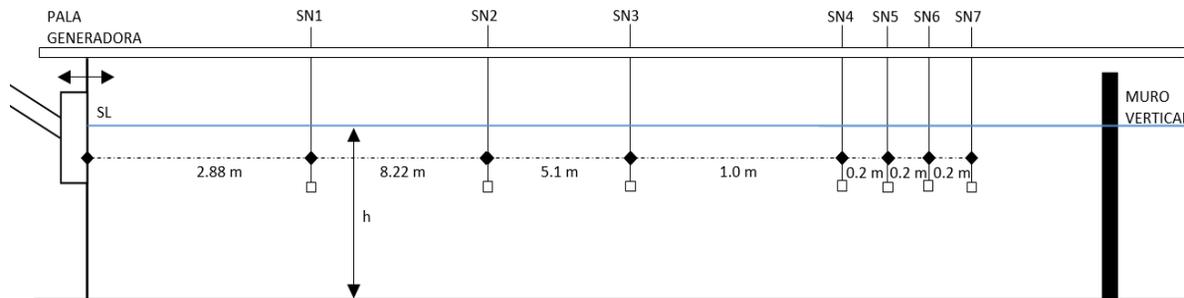


Figura 4-7 Distribución de los sensores de nivel dentro del canal de oleaje.

4.3 Descripción del modelo en pequeña escala

El modelo físico consiste en una pendiente con una pequeña berma horizontal en la parte superior limitada por una pared vertical de contrachapado marino. Para la construcción del talud se ocuparon tres tipos de sedimentos de diferentes granulometrías siendo ésta una de

las variables a analizar para conocer la influencia que representa el tamaño del material sobre la socavación.

La granulometría y densidad de cada material fueron determinadas utilizando el CAMSIZER de la marca Retsch Technology (Figura 4.8), instrumento de laboratorio para la medición simultánea del tamaño y forma de las partículas sueltas y en seco, mediante el procesamiento de imagen digital. Funciona de la manera siguiente: la muestra se transporta a través de un alimentador vibratorio donde las partículas caen entre una fuente de luz extendida y dos cámaras digitales, grabando las sombras de las partículas proyectadas en un equipo de cómputo con el software del CAMSIZER, el cual realiza un análisis estadístico de la muestra en función del número de partículas detectadas o del volumen de la muestra, además de contar con algoritmos que permiten simular el análisis por tamices. De esta manera, cada partícula individual en el flujo del material a granel se registra y se evalúa. Es posible medir una amplia gama de partículas de 30 micras a 30 mm extremadamente con precisión, sin tener que cambiar los rangos de medida o hacer ajustes. El resultado obtenido del CAMSIZER software se presenta por medio de una tabla que proporciona ciertas divisiones a manera de mallas, que realizó el sistema en relación al tamaño de las partículas y del reglamento ASTM (Tablas 4-2, 4-3 y 4-4), además de presentar la gráfica de la distribución granulométrica indicando el diámetro promedio (D50) resultante, representando en el eje horizontal el diámetro de la partícula como la cuerda más corta del conjunto de cuerdas máximas de la proyección de la partícula, el cual es el resultado más próximo al diámetro del cribado (Figuras 4.9, 4.10 y 4.11).

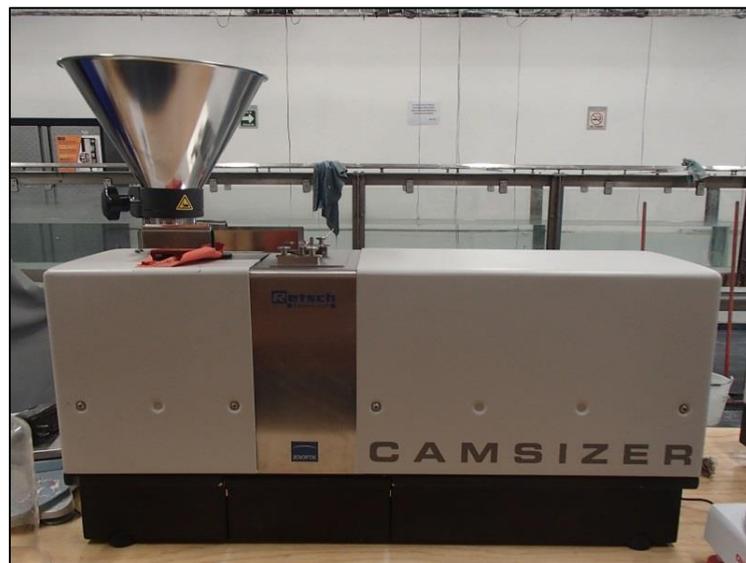


Figura 4-8 CAMSIZER de la marca Retsch Technology.

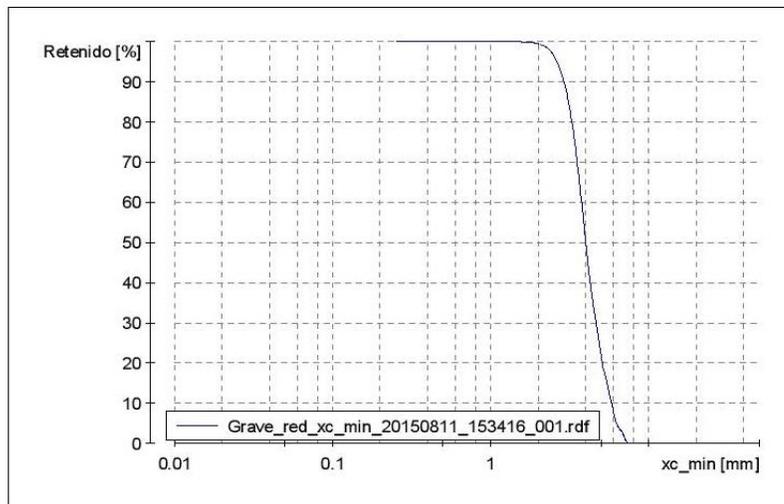


Tabla 4-2 Análisis granulométrico de la arena $D_{50} = 0.28 \text{ mm}$.

  INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM		CAMSIZER					
ANALISIS DE ARENA DE PUERTO MORELOS							
Company:		INSTITUTO DE INGENIERIA UNAM					
User:		GGF					
Result file:		C:\CAMSizer\CAMDAT\100C\100C_xc_min_20140221_133451_001.rdf					
Task file:		C:\CAMSizer\CAMSYS\100C.afg					
Time:		21.02.2014 , 13:34 , duration 9 min 21 s at 1.0 % covered area, image rate 1:1 and 60 mm feeder					
Particle model:		xc_min					
No. of particles:		CCD-B = 9707727 , CCD-Z = 599974					
Fitting:		no					
Material:		PUERTO MORELOS (SECA)					
Size class	[mm]	ASTM(+)	No(-)	Retenido [%]	SPHT3	b/l3	PDN
0.000 -	0.050	PAN	0.00197"	99.95	0.934	0.864	642025
0.050 -	0.100	0.00197"	0.00394"	99.46	0.882	0.741	876465
0.100 -	0.150	0.00394"	#100	93.68	0.878	0.708	2649677
0.150 -	0.200	#100	0.00787"	79.19	0.873	0.720	3115141
0.200 -	0.250	0.00787"	#60	62.14	0.865	0.723	1875635
0.250 -	0.300	#60	#50	46.36	0.850	0.716	882581
0.300 -	0.350	#50	#45	33.18	0.843	0.719	445505
0.350 -	0.400	#45	0.01575"	23.28	0.835	0.721	229086
0.400 -	0.450	0.01575"	0.01772"	15.89	0.831	0.727	115927
0.450 -	0.500	0.01772"	#35	11.10	0.828	0.732	51090
0.500 -	0.550	#35	0.02165"	7.57	0.823	0.730	29848
0.550 -	0.600	0.02165"	#30	5.35	0.818	0.725	13806
0.600 -	0.650	#30	0.02559"	3.79	0.824	0.735	7587
0.650 -	0.700	0.02559"	#25	2.76	0.814	0.701	3457
0.700 -	0.750	#25	0.02953"	2.00	0.803	0.711	2402
0.750 -	0.800	0.02953"	0.03150"	1.45	0.805	0.699	1397
0.800 -	0.850	0.03150"	#20	1.07	0.829	0.750	729
0.850 -	0.900	#20	0.03543"	0.81	0.797	0.701	502
0.900 -	0.950	0.03543"	0.03740"	0.65	0.833	0.757	222
0.950 -	1.000	0.03740"	#18	0.47	0.810	0.726	234
1.000 -	1.050	#18	0.04134"	0.37	0.822	0.666	108
1.050 -	1.100	0.04134"	0.04331"	0.30	0.841	0.768	46
1.100 -	1.150	0.04331"	0.04528"	0.20	0.804	0.633	64
1.150 -	1.200	0.04528"	#16	0.16	0.808	0.727	35
1.200 -	1.250	#16	0.04921"	0.13	0.844	0.762	22
1.250 -	1.300	0.04921"	0.05118"	0.10	0.833	0.732	17
1.300 -	1.350	0.05118"	0.05315"	0.08	0.851	0.725	7
1.350 -	1.400	0.05315"	#14	0.07	0.843	0.716	6
1.400 -	1.450	#14	0.05709"	0.06	0.866	0.759	3
1.450 -	1.500	0.05709"	0.05906"	0.05	0.859	0.737	5
1.500 -	1.550	0.05906"	0.06102"	0.05	0.802	0.759	2
1.550 -	1.600	0.06102"	0.06299"	0.04	0.880	0.837	2
1.600 -	1.650	0.06299"	0.06496"	0.03	0.752	0.688	3
1.650 -	1.700	0.06496"	#12	0.03			0
1.700 -	1.750	#12	0.06890"	0.03	0.817	0.660	1
1.750 -	1.800	0.06890"	0.07087"	0.02	0.825	0.717	1
1.800 -	1.850	0.07087"	0.07283"	0.02	0.891	0.874	1
1.850 -	1.900	0.07283"	0.07480"	0.02			0
1.900 -	1.950	0.07480"	0.07677"	0.01			0
1.950 -	2.000	0.07677"	#10	0.01	0.844	0.748	2
> 2.000		> #10		0.00	0.892	0.702	1



Result file: C:\CAMISIZER\CAMDAT\Grave_red\Grave_red_xc_min_20150811_153416_001.rdf
Task file: C:\CAMISIZER\CAMSYS\Grave_red.afg



Characteristics

Q3 [%]	x [mm]
10.0	2.916
50.0	4.008
90.0	5.836
SPAN3 = 0.729	
U3 = 1.464	
Q0 [%]	x [mm]
10.0	0.035
50.0	0.056
90.0	0.118
SPAN0 = 1.467	
U0 = 1.720	
rD =	2.805 g/cm ³
m =	100.000 g

Q3 (SPHT=0.9) = 79.5 %
Q3 (Symm=0.9) = 59.3 %
Q3 (b/l=0.9) = 98.0 %

Mean value SPHT3 = 0.841
Mean value Symm3 = 0.888
Mean value b/l3 = 0.677

User

Figura 4-9 Curva granulométrica de la arena $D_{50} = 0.28$ mm como resultado del análisis granulométrico obtenido por el CAMISIZER.



Tabla 4-3 Análisis granulométrico de la grava tipo 1 $D_{50} = 2.20$ mm.

  INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM		CAMSIZER					
ANALISIS DE ARENA DE COSTAS MEXICANAS							
Company: INSTITUTO DE INGENIERIA UNAM User: DRV Result file: C:\CAMSIZER\CAMDAT\Grave_green\Grave_green_xc_min_20150811_152049_001.rdf Task file: C:\CAMSIZER\CAMSYS\Grave_green.afg Time: 11.08.2015 , 15:20 , duration 1 min 24 s at 1.0 % covered area, image rate 1:1 and 60 mm feeder							
Particle model: xc_min No. of particles: CCD-B = 17743 , CCD-Z = 1573 Fitting: no							
Material: GRAVE GREEN							
Comment: ANALISIS FRANCISCO GTZ							
Size class	[mm]	ASTM(+)	No(-)	Retenido [%]	SPHT3	b/13	PDN
0.000 -	0.077	PAN	0.00304"	100.00	0.895	0.841	10595
0.077 -	0.154	0.00304"	0.00608"	100.00	0.838	0.695	1852
0.154 -	0.232	0.00608"	0.00911"	99.99	0.839	0.653	395
0.232 -	0.309	0.00911"	0.01215"	99.99	0.758	0.591	194
0.309 -	0.386	0.01215"	0.01519"	99.99	0.828	0.702	26
0.386 -	0.463	0.01519"	0.01823"	99.98	0.868	0.652	73
0.463 -	0.540	0.01823"	0.02127"	99.98	0.788	0.610	29
0.540 -	0.617	0.02127"	0.02431"	99.97			0
0.617 -	0.695	0.02431"	0.02735"	99.95	0.556	0.397	59
0.695 -	0.772	0.02735"	0.03039"	99.94			0
0.772 -	0.849	0.03039"	#20	99.91	0.680	0.460	22
0.849 -	0.926	#20	0.03646"	99.85	0.658	0.419	28
0.926 -	1.003	0.03646"	#18	99.70	0.634	0.386	70
1.003 -	1.081	#18	0.04254"	99.35	0.679	0.425	162
1.081 -	1.158	0.04254"	#16	98.93	0.722	0.463	141
1.158 -	1.235	#16	0.04861"	98.02	0.699	0.446	275
1.235 -	1.312	0.04861"	0.05165"	96.67	0.750	0.502	449
1.312 -	1.389	0.05165"	#14	94.87	0.769	0.524	500
1.389 -	1.466	#14	0.05773"	92.39	0.793	0.555	548
1.466 -	1.544	0.05773"	0.06077"	89.04	0.803	0.574	716
1.544 -	1.621	0.06077"	0.06381"	84.78	0.828	0.614	986
1.621 -	1.698	0.06381"	#12	79.60	0.836	0.634	993
1.698 -	1.775	#12	0.06988"	73.50	0.846	0.655	998
1.775 -	1.852	0.06988"	0.07292"	66.42	0.854	0.670	1205
1.852 -	1.929	0.07292"	0.07596"	58.45	0.867	0.711	1246
1.929 -	2.007	0.07596"	#10	49.87	0.873	0.722	1153
2.007 -	2.084	#10	0.08204"	41.13	0.877	0.738	1094
2.084 -	2.161	0.08204"	0.08507"	32.67	0.881	0.754	994
2.161 -	2.238	0.08507"	0.08811"	24.87	0.884	0.765	770
2.238 -	2.315	0.08811"	#8	18.05	0.889	0.779	647
2.315 -	2.392	#8	#8	12.46	0.885	0.784	491
2.392 -	2.470	#8	0.09723"	8.24	0.894	0.801	342
2.470 -	2.547	0.09723"	0.10027"	5.28	0.888	0.801	191
2.547 -	2.624	0.10027"	0.10331"	3.30	0.890	0.805	132
2.624 -	2.701	0.10331"	0.10634"	2.00	0.876	0.806	78
2.701 -	2.778	0.10634"	#7	1.16	0.857	0.797	42
2.778 -	2.856	#7	#7	0.62	0.833	0.795	23
2.856 -	2.933	#7	0.11546"	0.30	0.878	0.833	15
2.933 -	3.010	0.11546"	0.11850"	0.13	0.752	0.805	7
3.010 -	3.087	0.11850"	0.12154"	0.06	0.599	0.599	1
> 3.087		> 0.12154"		0.00	0.694	0.681	2

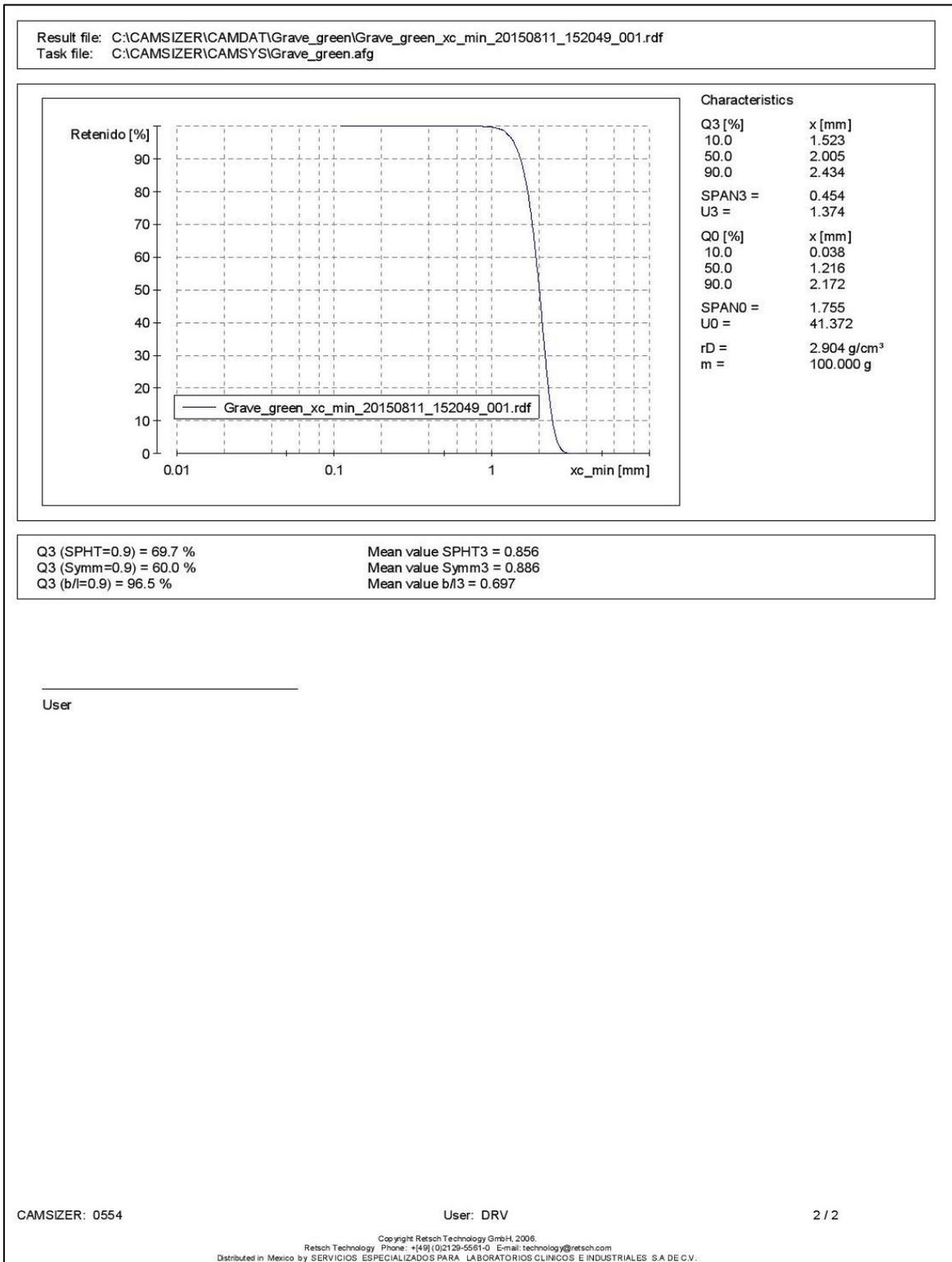


Figura 4-10 Curva granulométrica de la grava tipo 1 $D_{50} = 0.28$ mm como resultado del análisis granulométrico obtenido por el CAMISER.

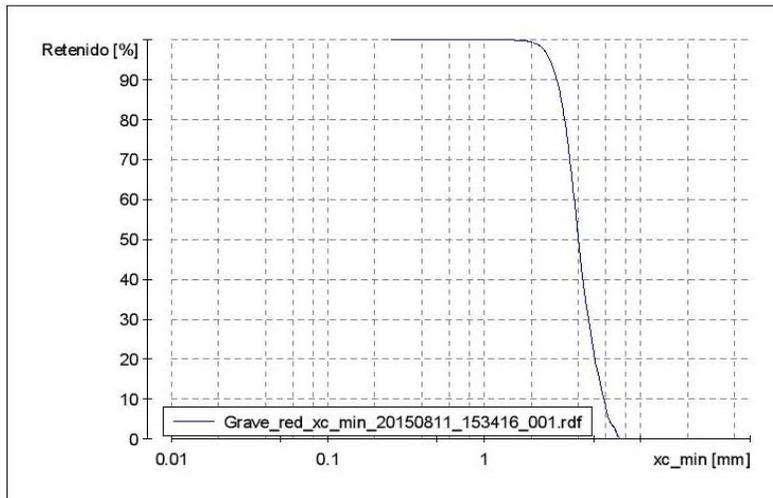


Tabla 4-4 Análisis granulométrico de la grava tipo 2 $D_{50} = 3.60$ mm

  							
ANALISIS DE ARENA DE COSTAS MEXICANAS							
Company:		INSTITUTO DE INGENIERIA UNAM					
User:		DRV					
Result file:		C:\CAMSIZER\CAMDAT\Grave_red\Grave_red_xc_min_20150811_153416_001.rdf					
Task file:		C:\CAMSIZER\CAMSYS\Grave_red.afg					
Time:		11.08.2015 , 15:34 , duration 0 min 56 s at 1.0 % covered area, image rate 1:1 and 60 mm feeder					
Particle model:		xc_min					
No. of particles:		CCD-B = 9854 , CCD-Z = 2703					
Fitting:		no					
Material:		GRAVE RED					
Comment:		MUESTRA FRANCISCO GTZ					
Size class	[mm]	ASTM(+)	No(-)	Retenido [%]	SPHT3	b/3	PDN
0.000 -	0.182	PAN	#80	99.98	0.870	0.765	44499
0.182 -	0.364	#80	0.01433"	99.98	0.811	0.677	572
0.364 -	0.546	0.01433"	0.02150"	99.97	0.899	0.743	51
0.546 -	0.728	0.02150"	0.02866"	99.97			0
0.728 -	0.910	0.02866"	0.03583"	99.97			0
0.910 -	1.092	0.03583"	0.04299"	99.97			0
1.092 -	1.274	0.04299"	0.05016"	99.97	0.721	0.641	1
1.274 -	1.456	0.05016"	0.05732"	99.96	0.483	0.275	1
1.456 -	1.638	0.05732"	0.06449"	99.91	0.541	0.294	6
1.638 -	1.820	0.06449"	0.07165"	99.77	0.632	0.380	12
1.820 -	2.002	0.07165"	#10	99.45	0.662	0.393	26
2.002 -	2.184	#10	0.08598"	98.90	0.712	0.449	36
2.184 -	2.366	0.08598"	#8	97.89	0.725	0.466	50
2.366 -	2.548	#8	0.10031"	96.03	0.762	0.513	94
2.548 -	2.730	0.10031"	0.10748"	93.59	0.785	0.541	96
2.730 -	2.912	0.10748"	0.11465"	90.08	0.793	0.570	139
2.912 -	3.094	0.11465"	0.12181"	85.64	0.823	0.609	135
3.094 -	3.276	0.12181"	0.12898"	79.90	0.818	0.616	154
3.276 -	3.458	0.12898"	0.13614"	73.11	0.835	0.649	167
3.458 -	3.640	0.13614"	0.14331"	65.58	0.844	0.669	165
3.640 -	3.822	0.14331"	0.15047"	57.98	0.843	0.684	143
3.822 -	4.004	0.15047"	#5	50.17	0.854	0.687	137
4.004 -	4.186	#5	0.16480"	42.93	0.860	0.712	104
4.186 -	4.368	0.16480"	0.17197"	37.00	0.845	0.721	75
4.368 -	4.550	0.17197"	0.17913"	32.26	0.862	0.723	57
4.550 -	4.732	0.17913"	#4	28.22	0.862	0.722	39
4.732 -	4.914	#4	0.19346"	24.09	0.874	0.734	37
4.914 -	5.096	0.19346"	0.20063"	20.03	0.841	0.713	37
5.096 -	5.278	0.20063"	0.20780"	17.18	0.887	0.760	19
5.278 -	5.460	0.20780"	0.21496"	14.91	0.877	0.785	16
5.460 -	5.642	0.21496"	#3.5	12.20	0.883	0.758	19
5.642 -	5.824	#3.5	0.22929"	10.13	0.826	0.728	10
5.824 -	6.006	0.22929"	0.23646"	7.74	0.875	0.762	12
6.006 -	6.188	0.23646"	0.25"	5.55	0.871	0.765	10
6.188 -	6.370	0.25"	0.25"	4.37	0.897	0.817	5
6.370 -	6.552	0.25"	0.25795"	3.57	0.882	0.807	4
6.552 -	6.734	0.25795"	0.265"	2.96	0.831	0.773	1
6.734 -	6.916	0.265"	0.27228"	2.18	0.853	0.739	3
6.916 -	7.098	0.27228"	0.27945"	1.07	0.881	0.742	4
7.098 -	7.280	0.27945"	0.28661"	0.32	0.847	0.751	1
> 7.280		> 0.28661"		0.00	0.856	0.752	1



Result file: C:\CAMSizer\CAMDAT\Grave_red\Grave_red_xc_min_20150811_153416_001.rdf
Task file: C:\CAMSizer\CAMSYS\Grave_red.afg



Characteristics

Q3 [%]	x [mm]
10.0	2.916
50.0	4.008
90.0	5.836
SPAN3 = 0.729	
U3 = 1.464	
Q0 [%]	x [mm]
10.0	0.035
50.0	0.056
90.0	0.118
SPAN0 = 1.467	
U0 = 1.720	
rD =	2.805 g/cm ³
m =	100.000 g

Q3 (SPHT=0.9) = 79.5 %	Mean value SPHT3 = 0.841
Q3 (Symm=0.9) = 59.3 %	Mean value Symm3 = 0.888
Q3 (b/l=0.9) = 98.0 %	Mean value b/l3 = 0.677

User

Figura 4-11 Curva granulométrica de la grava tipo 2 $D_{50} = 3.60$ mm como resultado del análisis granulométrico obtenido por el CAMZISER

4.4 Consideraciones, aplicación y limitaciones del modelo empleado

Dadas las limitaciones geométricas del canal de oleaje, un grupo de olas focalizadas se consideró la mejor opción para la generación de ruptura violenta sobre la estructura. El punto focal fue el pie del talud (aprox. a 17 m de distancia de la pala generadora de oleaje) y dos tipos de espectros de energía (Jonswap y Top-Hat) los cuales se utilizaron para producir los grupos focalizados. Siete sensores de nivel de superficie libre (SN) se colocaron a lo largo del canal para registrar la propagación del oleaje, capturando la focalización de la ola y obteniendo su altura máxima (véase la Figura 4.12). El programa experimental se resume en la Tabla 4-5.

Tabla 4-5 Condiciones para las pruebas.

Pendientes	Espectro de ola	D ₅₀ (mm)	d (cm)	h _b (cm)
2:1, 2.5:1, 3:1	Jonswap, Top-Hat	0.28, 2.20, 3.60	3, 5, 7, 9	26, 28, 30, 32

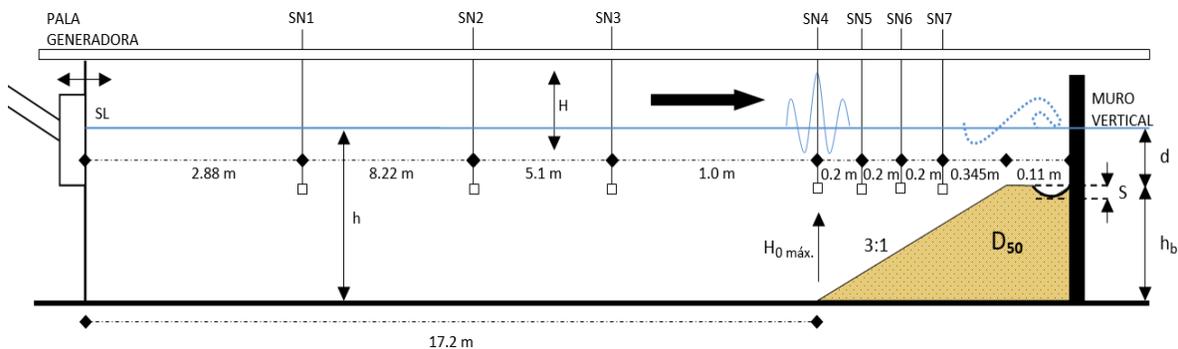


Figura 4.12 Configuración experimental para las pruebas de socavación producto de la focalización de oleaje al pie del talud.

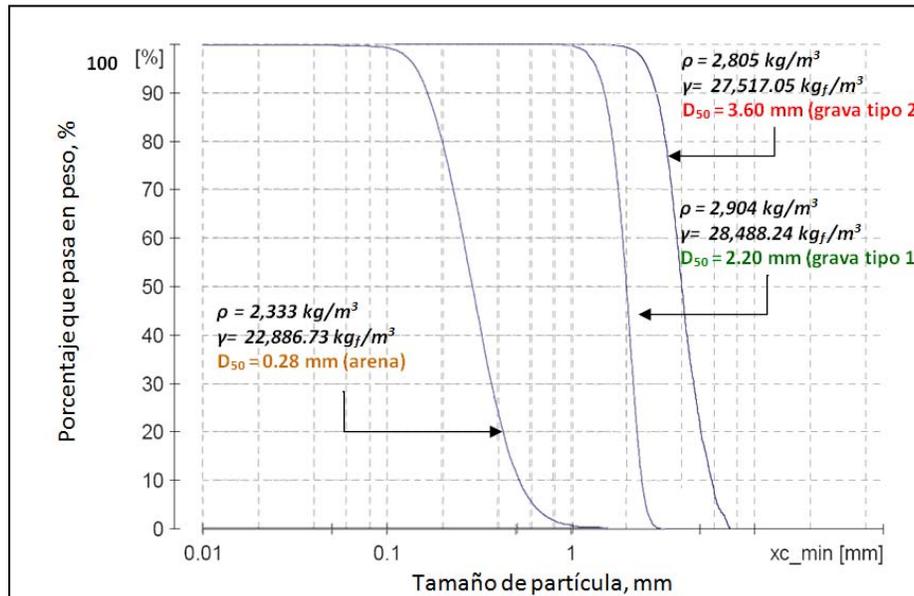


Figura 4.13 Distribución granulométrica del sedimento usado para la construcción de la pendiente.

4.5 Metodología experimental

Tres tamaños diferentes de sedimentos se utilizaron para la construcción de la pendiente; arena ($D_{50} = 0.28$ mm, $\rho = 2333$ kg/m³); grava tipo 1 ($D_{50} = 2.20$ mm y $\rho = 2904$ kg/m³) y grava tipo 2 ($D_{50} = 3.60$ mm y $\rho = 2805$ kg/m³). La distribución granulométrica de cada material se muestra en la Figura 4.13.

El trabajo experimental incluyó tres gradientes de pendiente los cuales fueron: 2:1, 2.5:1 y 3:1, que corresponden a pendientes artificiales comunes y que han sido utilizados en trabajos previos, tales como en *Sheng-Wen Twu, et al. (1999)* y *Ching-Piao Tsai, et al. (2009)*. Se propusieron cuatro alturas de la berma a partir del fondo del canal para obtener un número similar de sumersiones relativas y mantener el nivel del agua a 37 cm para evitar el vertimiento.

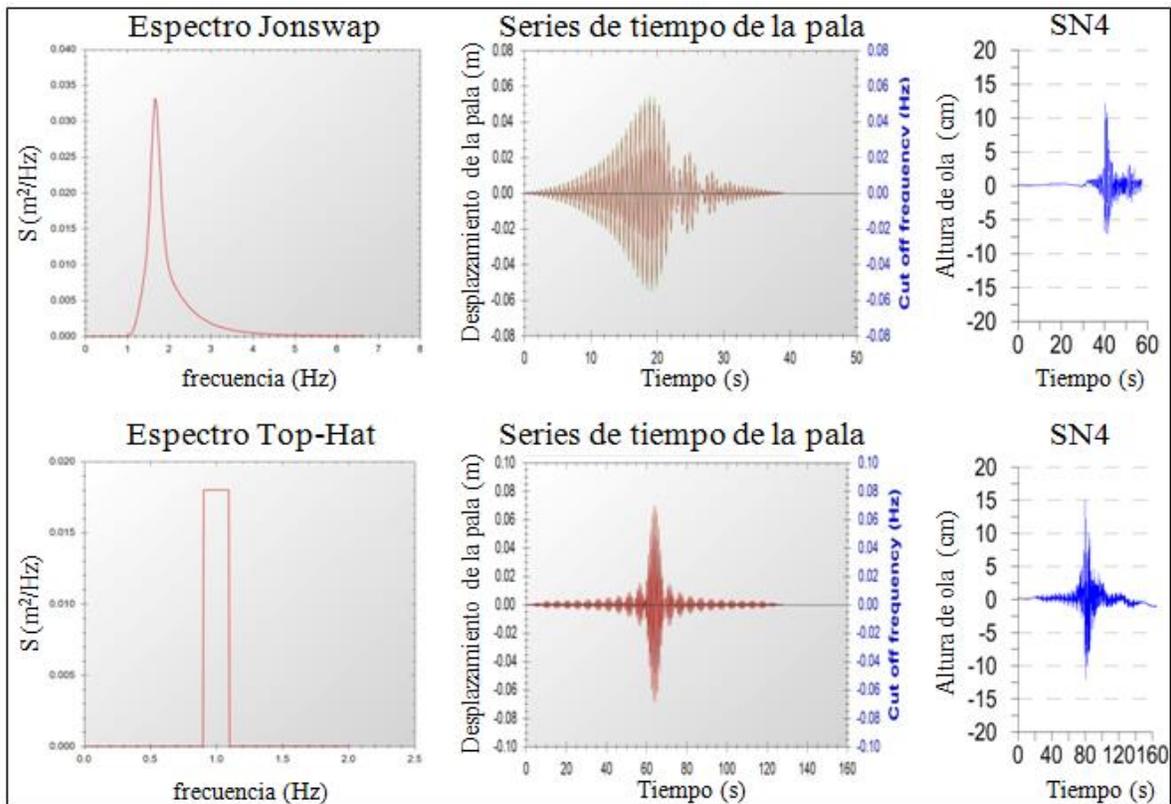


Figura 4.14 Generación de oleaje. Jonswap: $T_p = 0.6$ s, $H_{0\text{máx.}} \approx 18$ cm. Top-Hat: $f_1 = 0.9$ s y $f_2 = 1.1$ s, $H_{0\text{máx.}} \approx 30$ cm.

La Figura 4.14 muestra las condiciones hidrodinámicas generadas y registradas en los experimentos. En los paneles de la izquierda tanto superior como inferior se muestran los espectros teóricos, los paneles centrales indican el movimiento estimado de la pala, y en los paneles de la derecha se ilustra la elevación de la superficie del agua registrada en el pie del talud. La ola enfocada es evidente para ambos espectros, pero en el Top-Hat da una ola mejor definida y más alta.

La Figura 4.15 muestra un grupo de imágenes tomadas durante los experimentos, describiendo a) una toma instantánea de la altura máxima de ola que se produjo al pie de la pendiente, b) la socavación de la berma de arena frente al muro marino vertical y c) la medición de socavación producida por la rotura de la ola focalizada con ayuda de un Vernier electrónico de precisión 0.1 mm.

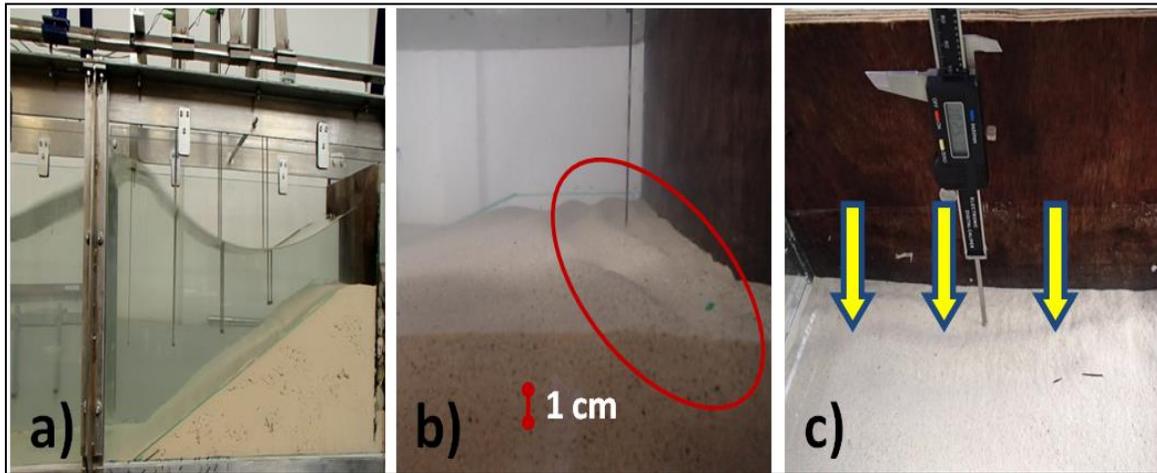


Figura 4.15 a) Ola focalizada en el pie del talud, b) Socavación en la berma de arena y c) Medición de la profundidad de socavación con un Vernier electrónico.



5 RESULTADOS

Varios análisis se realizaron a partir de las condiciones ensayadas y de los datos medidos. En este trabajo, el efecto del ángulo de inclinación combinada con el rol de la sumersión de la berma se discute con respecto a los dos tipos de espectro y de tres materiales de construcción. Finalmente, utilizando el análisis adimensional se desarrolló un modelo matemático simple para obtener la profundidad de socavación en la berma del muro vertical marino.

Para la pendiente de arena y el espectro Jonswap se encontró que la profundidad de socavación es inversamente proporcional a la sumersión y con muy poca influencia respecto al ángulo de la pendiente. La profundidad de socavación encontrada está en el rango de 0 a 1.25 cm. A su vez, el grupo de olas focalizadas generados con el espectro Top-Hat, en general, se obtuvo mayores profundidades de socavación (0.5 a 2 cm), el efecto de la sumersión es bastante similar a la del espectro Jonswap. En cuanto al gradiente de la pendiente, la profundidad de socavación fue menor para la pendiente de 2.5: 1. Las Figuras 5.1 y 5.2 muestran el registro de las profundidades de socavación para la pendiente de arena.

Las profundidades de socavación para la grava tipo 1 se muestran en las Figuras 5.3 y 5.4. Se puede observar que la profundidad de socavación por el espectro Jonswap es proporcional al gradiente de la pendiente (o inversamente proporcional al ángulo de la pendiente). La socavación producida es mayor con el espectro Top-Hat que con el espectro Jonswap. En las pruebas para la grava tipo 1 con el espectro Top-Hat, el ángulo de la pendiente no tiene efecto en las profundidades de socavación obtenidas. El rango de las profundidades de socavación en este modelo fue similar a las del modelo de la arena.

Para la arena y grava tipo 1 se mostró una respuesta similar a la sumersión; para el espectro Jonswap las mayores profundidades de socavación ocurrieron para 3 cm de sumersión, pero para el espectro Top-Hat fue de 5 cm. Esto puede ser debido a la altura máxima de la ola generada con un nivel de agua más bajo, rompiendo más lejos del muro vertical marino.

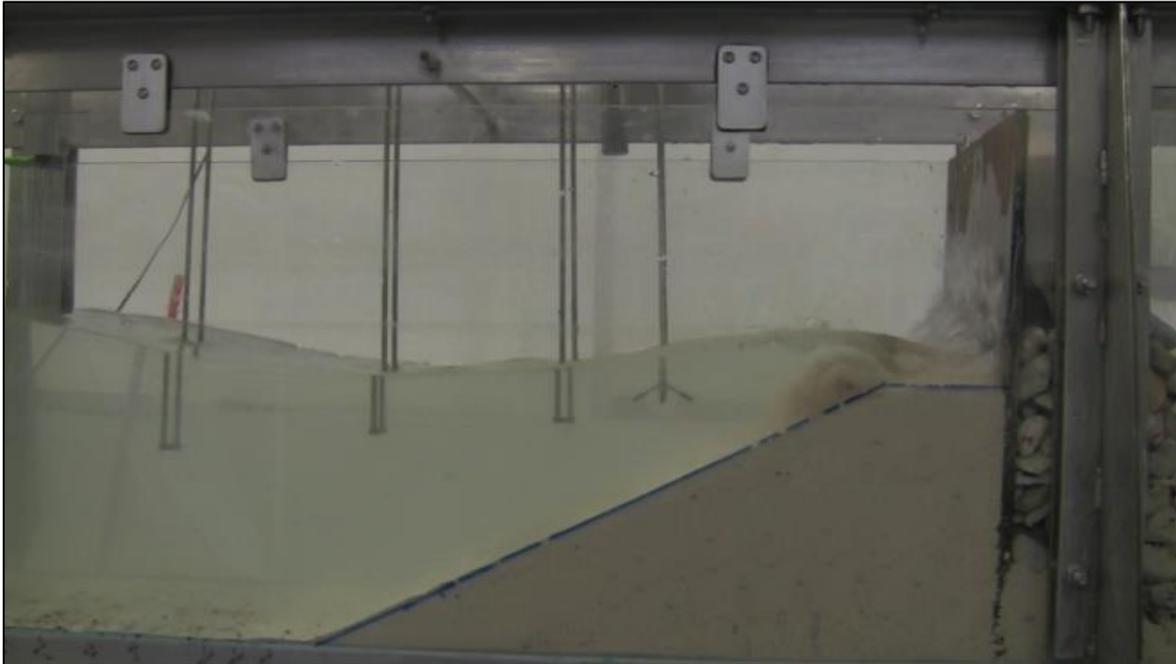


Figura 5.1 Instante en que se presenta la socavación máxima producto de la rotura del oleaje focalizado frente al muro marino vertical sobre el talud de arena, $D_{50} = 0.28$ mm.

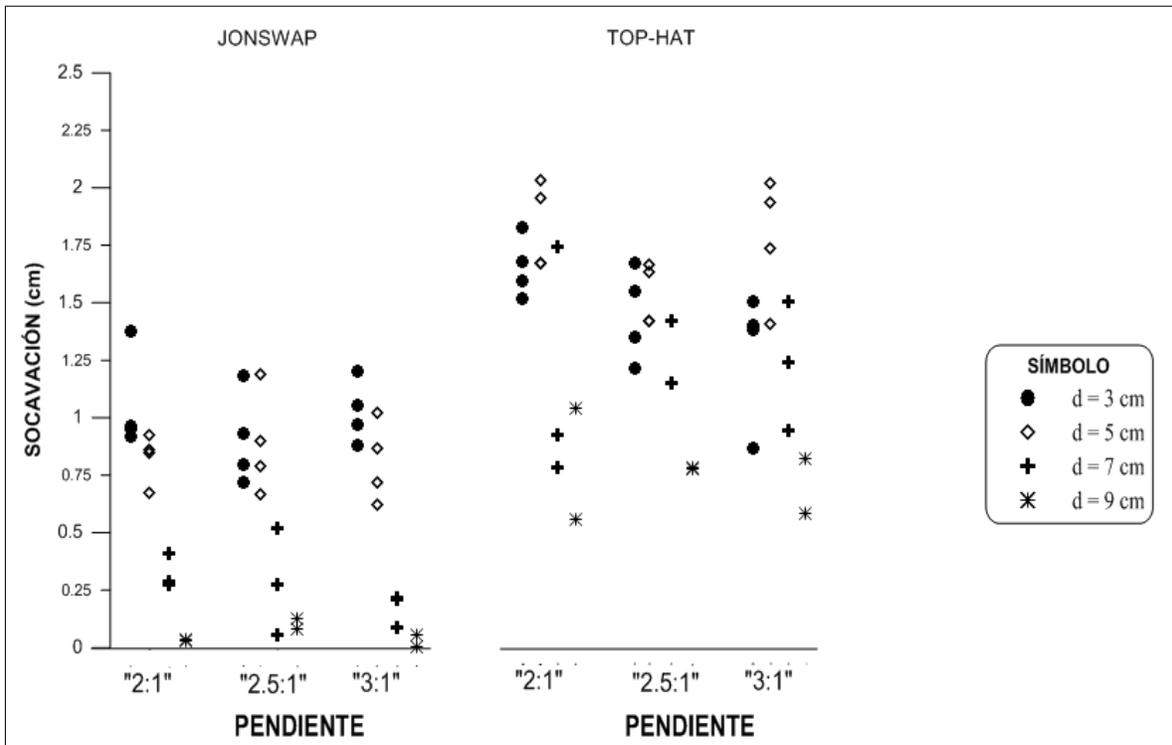


Figura 5.2 Registros de la socavación máxima en un material $D_{50} = 0.28$ mm, frente al muro marino vertical para las diferentes condiciones de prueba.

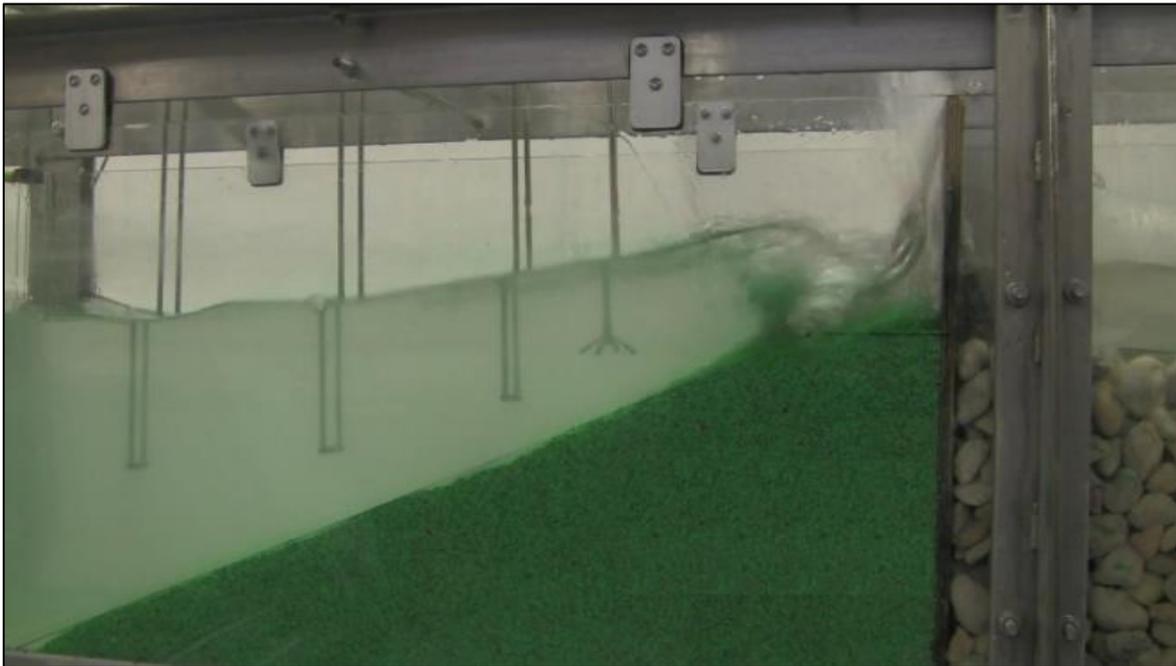


Figura 5.3 Instante en que se presenta la socavación máxima producto de la rotura del oleaje focalizado frente al muro marino vertical sobre el talud construido con el material tipo 1, $D_{50} = 2.20$ mm.

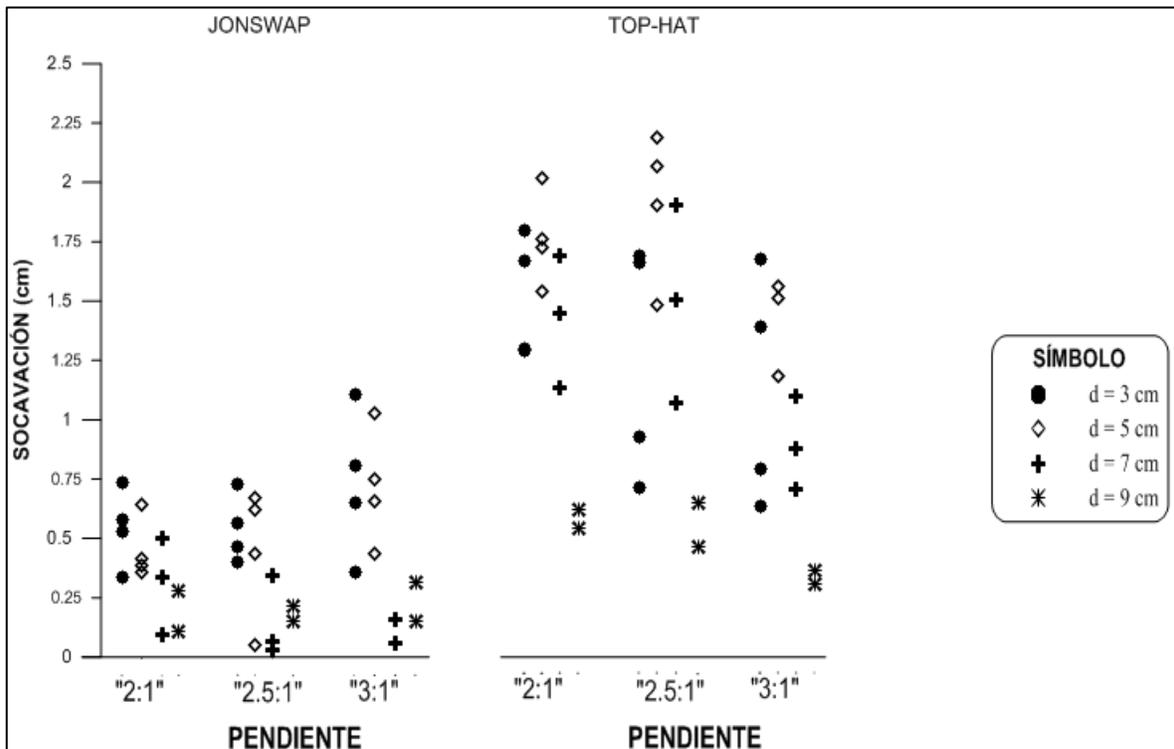


Figura 5.4 Registros de la socavación máxima en el material tipo 1, $D_{50} = 2.20$ mm, frente al muro marino vertical para las diferentes condiciones de prueba.

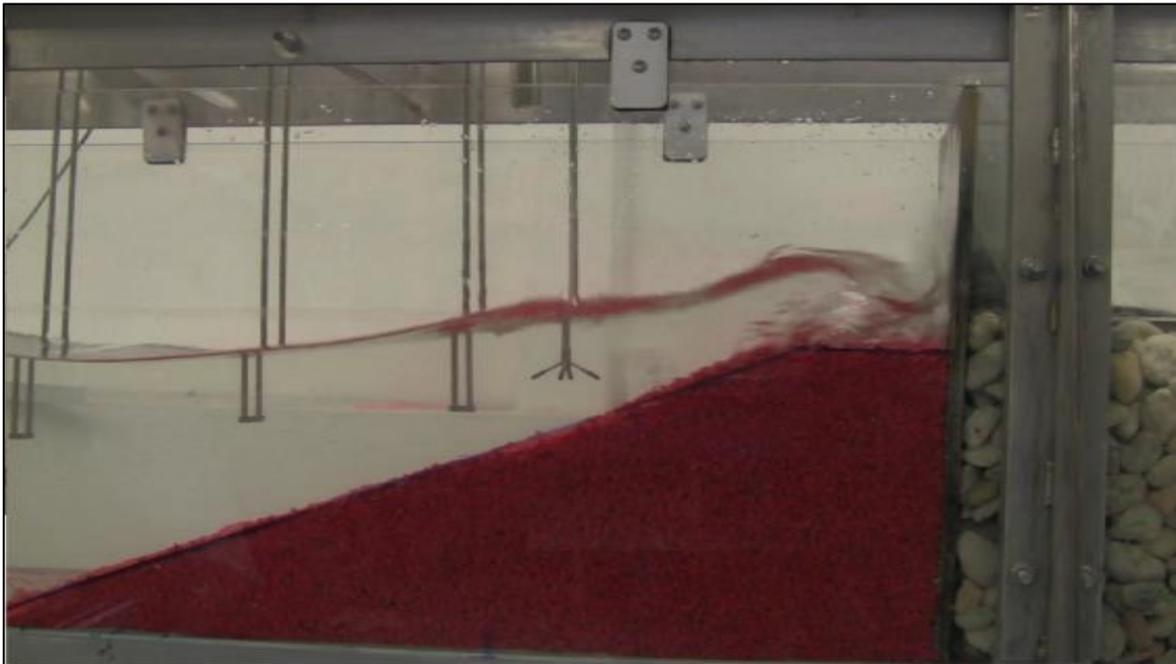


Figura 5.5 Instante en que se presenta la socavación máxima producto de la rotura del oleaje focalizado frente al muro marino vertical sobre el talud construido con el material tipo 2, $D_{50} = 3.60$ mm.

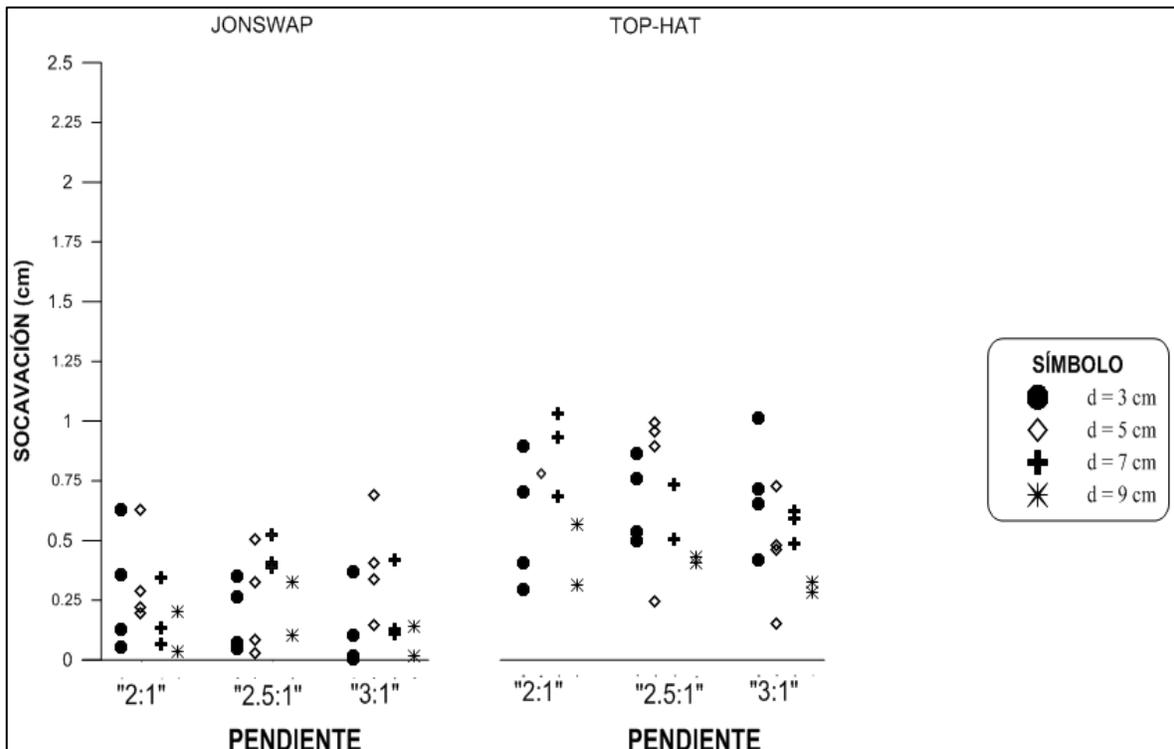


Figura 5.6 Registros de la socavación máxima en el material tipo 2, $D_{50} = 3.60$ mm, frente al muro marino vertical para las diferentes condiciones de prueba.



La grava tipo 2 mostró muy poca socavación como se aprecia en las Figuras 5.5 y 5.6. La combinación de un mayor tamaño de grano y, presumiblemente, el aumento de la fricción hizo que la energía de la onda focalizada no fuera suficiente para remover la mayor cantidad de material como en los modelos anteriores. Ningún efecto significativo del ángulo de la pendiente o de la sumersión pudo ser detectado para cualquiera de los dos espectros. De una manera similar a los otros materiales, el espectro Top-Hat dio más mayores profundidades de socavación, pero los rangos fueron dramáticamente más pequeños, casi de 0 a 0,6 cm y 0,25 a 1 cm para Jonswap y Top-Hat, respectivamente.

6 CONCLUSIONES

Los diques son ampliamente utilizados como estructuras de protección costera, debido a su interacción estructura-oleaje que comúnmente evitan la ocurrencia de severos desastres. En este sentido, la comprensión de sus modos de falla es vital para la capacidad de recuperación y la resistencia de la costa. Uno de los modos de falla es la erosión producida al pie del muro que ha sido reportado como el modo de falla más dominante.

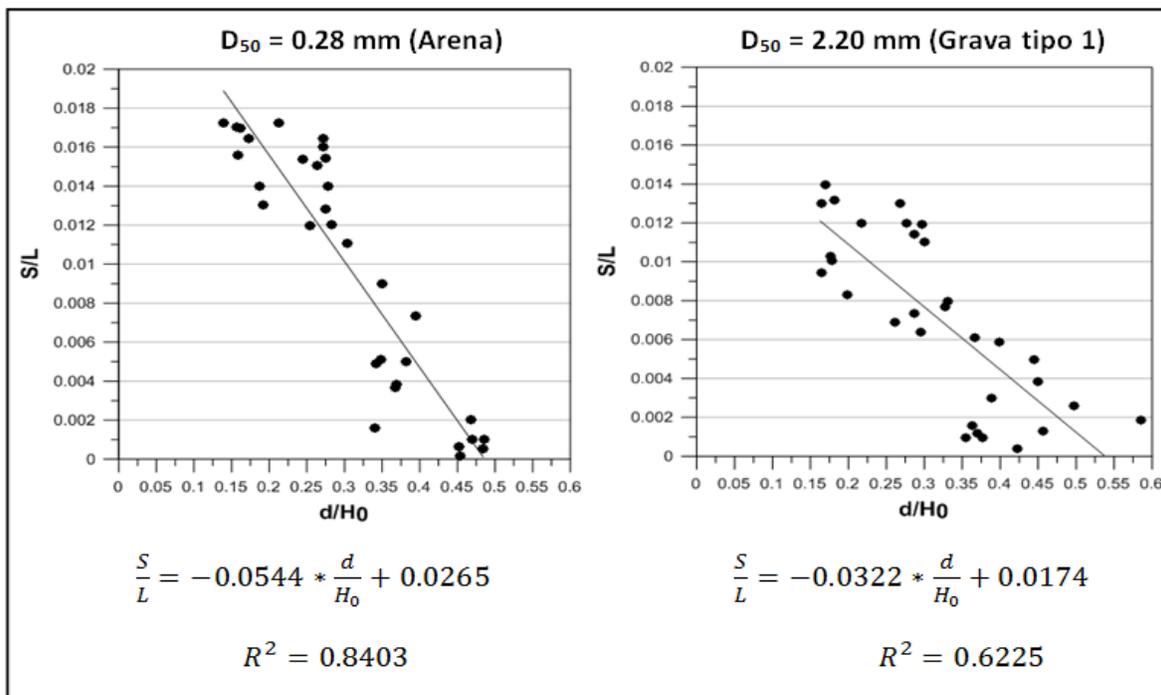


Figura 6-1 Relación entre socavación y los parámetros hidráulicos.
Izquierda: talud de arena, derecha: talud de grava tipo 1

En este trabajo se llevó a cabo una serie de experimentos con la intención de comprender mejor la mecánica de socavación. Se encontró que el papel de la sumersión de la berma es tan importante como la función de la altura de la ola. A su vez el efecto de la pendiente, no es muy clara, pero parece no ser tan relevante.

El tamaño de grano encontrado es determinante en la generación de socavación, pero en la forma de un umbral, esto es, los materiales con tamaño de partícula inferior a un valor dado responderían en el mismo rango de la erosión, pero las partículas de mayor que el umbral no permitirá que se lleve a cabo alguna erosión.

Un modelo lineal simple fue desarrollado para estimar la profundidad de socavación como una función de d/H_0 usando el teorema de Pi de Buckingham. Este modelo se ajusta muy bien con los actuales experimentos, sin embargo, se propone validar aún más con nuevos conjuntos de datos (Figura 6.1).



7 REFERENCIAS

- Carpenter, K. and Powell, K.A. (1998). "Toe scour at vertical seawalls", Mechanism and Prediction Methods, HR Wallingford SR 506.
- CIA (2002). "The World Factbook 2002", p. 720.
- CIRIA Manual (2013). "Physical processes and tools for levee assessment and design", serie no. C731.
- Coastal Construction Manual (2005). "Principles and practices planning, siting, designing, constructing and maintaining buildings in coastal areas", vol. III, FEMA.
- Engineer Manual 1110-2-1100 (2002). Coastal engineering manual part I-VI, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, D.C.
- Fredsøe, J. and Sumer, B. M. (1997). "Scour at the head of a vertical-wall breakwater", coastal engineering, vol. 29, pp. 201-230.
- Fowler, J. E. (1992). "Scour problems and methods for prediction of maximum scour at vertical seawalls", Army Corps of Engineers, waterways experiment station, technical rep. no. CERC-92-16, U.S. Vicksburg, Miss.
- Herbich, J. B. and Ko, S. C. (1968). "Scour of sand beaches in front of seawalls", coastal engineering, no. 11, chapter 40.
- Hinrichsen, D. (1998). "Coastal waters of the world: trends, threats, and strategies", Washington, D.C. Island Press. 298 p.
- HR Wallingford (2012). "HR Merlin wave generation program software manual for v2.10-1", United Kingdom.
- Ichikawa, T. (1967). "Scouring damages at vertical wall breakwaters of Tagonoura Port", coastal engineering in Japan, vol. 10, pp. 95-108.
- INEGI (2010). Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática, página electrónica ubicada en (<http://www.inegi.org.mx/>), banco de información, México.
- Jayaratne, R., Hunt-Raby, A., Bullock, G., and Bredmose, H. (2008). "Individual violent overtopping events: new insights", 31st international conference on coastal engineering, ASCE, Hamburgo, vol. IV, pp. 2983-2995.
- Jayaratne, R., Abimbola A., Mikami T., Matsuba S., et al. (2014). "Predictive model for scour depth of coastal structure failures due to tsunamis", ICCE, no. 34, structures (56).
- K. Hasselmann, et al. (1973). "Measurements of wind-wave growth and swell decay during the Joint North Sea Wave Project (JONSWAP)", deutsches hydrographisches institut, Hamburg.
- Kraus, N.C., Smith, J. M. and Sollitt, C. K. (1992). "SUPERTANK Laboratory Data Collection Project", Proc. 23rd Coastal Engineering Conference, Venice, Italy, ASCE, vol. 2, 2191-2204.
- Larson, M. and Kraus, N.C. (1989). "Numerical model for simulating storm-induced beach change, report 1: theory and model foundation", technical report CERC-89-9, U.S. Army Engineering Waterways Experimental Station, Coastal Engineering Research Center, Vicksburg, Miss.
- Mase, H., Tamada, T., Yasuda, T., Karunarathna, H., & Reeve, D. E. (2015). "Analysis of climate change effects on seawall reliability", coastal engineering journal, vol. 57.



- McDougal, W.G., Kraus, N. and Ajiwibowo, H. (1996). "The effects of seawalls on the beach: part 2 numerical modeling of SUPERTANK seawalls tests", *J. Coastal Research*, vol. 12, pp. 702-713.
- Pagliara, S., and Palermo, M. (2013). "The analysis of scour characteristics in the presence of aerated crossing jets", *australian journal of water resources*, vol. 16, Issue 2, pp. 163-172.
- Powell, K. A. (1987). "Toe scour at sea walls subject to wave action", *Hydraulics Research Wallingford*, report no. SR119.
- Powell, K.A. and Lowe, J.P. (1994). "The scouring of sediments at the toe of seawalls", *Proc. Hornofjordor Int., coastal symposium*, G. Viggosson, Iceland, 20-24.
- Sato, S., Tanaka, N. and Irie, I. (1968). "Study on scouring at the foot of coastal structures", 11th ICCE, London, England, chapter 37, pp. 579-598.
- SEMARNAT (2012). "Política nacional de mares y costas de México. Gestión integral de las regiones más dinámicas del territorio nacional", *Comisión Intersecretarial para el manejo sustentable de mares y costas (CIMARES)*, México.
- Shore Protection Manual (1984). *US Army Engineers, waterways experiment station, coastal engineering research center, US government printing office, Washington, DC*, vol. II.
- Smith, E. R. (1996). "Potential toe scour and wave reflection at revetments", *US Army Corps of Engineers, waterways experiment station, miscellaneous paper CERC-96-2*.
- Silva, Casarín Rodolfo (2005). "Análisis y descripción estadística del oleaje", *Serie docencia, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D.F.*
- Sumer, B. M., et al. (2001). "Scour around coastal structures: a summary of recent reserch", *coastal engineering*, vol. 44, pp. 153-190.
- Sumer, B. M. and Fowler, J. E. (2002). "The mechanics of scour in the marine environment", *world scientific, Singapore*, vol. 17, pp. 399-422.
- Sutherland, J., Obhrai, C., Whitehouse, R. J. S. and Pearce, A. M. C. (2014). "Laboratory test of scour at a seawall", *proceedings of the third international conference on scour and erosion*, Gouda, The Netherlands, CURNET, Technical University of Denmark.
- Tsai, C. P., Chen, H. B. and You, S. S. (2009). "Toe scour of seawall on a steep seabed by breaking waves", *journal of waterway, port, coastal, ocean and engineering*, ASCE, vol. 135, pp. 61-68.
- Twu, S. W. and Liao, W. M. (1999). "Effects of seawall slopes on scour depth", *journal of coastal research*, vol. 15, pp. 985-990.
- Van Rijn, L. C. (2013). "Local scour near structures", taken from: www.leovanrijn-sediment.com
- W., French Peter (2001). "Coastal defences, processes, problems and solutions", *Routledge, London*.
- Walton, T. L. and Sensabaugh, W. (1979). "Sea-wall design on the open coast", *Florida Sea Grant College*, report no. 29, p. 24.