



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL – INGENIERÍA DE COSTAS Y RÍOS

**ESTUDIO DEL PATRÓN DE VELOCIDADES INDUCIDO POR DIFRACCIÓN DEL OLEAJE
ALREDEDOR DEL MORRO DE UN ROMPEOLAS CON PERFIL EN “S”**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:

ENRIQUE EDUARDO HERNÁNDEZ MONTOYA

TUTOR PRINCIPAL:

DR. EDGAR GERARDO MENDOZA BALDWIN
INSTITUTO DE INGENIERÍA

COMITÉ TUTOR:

DR. CARLOS A. ESCALANTE SANDOVAL
DR. OSCAR A. FUENTES MARILES
DRA. LILIA REYES CHÁVEZ
DR. RODOLFO SILVA CASARÍN

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

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX. ENERO 2018



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. Fuentes Mariles Oscar Arturo
Secretario:	Dr. Escalante Sandoval Carlos A.
Vocal:	Dr. Mendoza Baldwin Edgar Gerardo
1 ^{er.} Suplente:	Dr. Silva Casarín Rodolfo
2 ^{d o.} Suplente:	Dra. Reyes Chávez Lilia

Lugar donde se realizó la tesis: Instituto de Ingeniería, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

Dr. Edgar Gerardo Mendoza Baldwin

FIRMA

AGRADECIMIENTOS

A mis padres, por cumplir su compromiso de darme la mejor formación y siempre confiar en mí.

A mis hermanos, Ernesto y Alejandro, por su apoyo incondicional.

A mis tutores, Edgar Gerardo Mendoza Baldwin y Rodolfo Silva Casarín, por el apoyo que me brindaron a lo largo de este proceso.

Al CONACYT y al CEMIE-Océano por el apoyo económico.

A los buenos amigos Ü

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 efectos como la socavación, licuefacción y transporte de sedimentos que comprometen la estabilidad de las estructuras de abrigo, y en casos más severos, llevan al fallo de éstas. En el caso de los diques, la mayoría de los estudios se han enfocado en los modos de fallo estructurales más comunes como pueden ser: deslizamiento, vuelco, asentamientos diferenciales y rebase. En este trabajo se presenta un estudio del patrón de velocidades alrededor de un dique, analizando los efectos producidos por el aumento de velocidades en la parte media del perfil y no en la superficie como comúnmente se estudia. 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 y en 5 distintos estados de mar. Las mediciones obtenidas se compararon contra los resultados numéricos ofrecidos por los modelos de oleaje llamado WAPO y de corrientes, COCO. Los resultados obtenidos muestran la concentración de altas velocidades en diferentes ubicaciones del dique y la relación que existe con los efectos que dañan la estabilidad del mismo.

INTRODUCCIÓN

Las estructuras de protección costera son elementos que habitualmente se construyen para que el desarrollo de las actividades se realicen de forma segura y eficiente en zonas portuarias, por este motivo el monitoreo y mantenimiento constante ha sido un factor importante en el mejoramiento y desarrollo de nuevos diseños en el sistema portuario.

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.

El riesgo se prevé que aumente en el futuro debido al incremento del nivel del mar y cambio del régimen de oleaje debido a la expansión de los trópicos, por lo que estudios recientes se han enfocado en efectos como el *overtopping*, o rebase (Zanuttigh & van der Meer, 2008) y en optimizar el desempeño de las costeras mejorando la estabilidad de las estructuras (Del, Morales, & Mendoza, 2016).

El presente estudio está enfocado en el análisis de la acción del oleaje sobre estructuras de protección costera conocidas como diques, específicamente los 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 et al., 2010). El perfil en forma de “S” obedece al uso de la forma más estable para las condiciones de diseño (Clavero, 2015).

Se midieron velocidades en la parte media del perfil en “S” de un DRPS cuyo 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 en 5 diferentes puntos radiales en las cercanías del dique por cada uno de los 5 estados de mar, dos profundidades diferentes; 40 y 47 centímetros, oleaje incidente perpendicular y con oblicuidad de 15° por cada prueba. Los resultados de las mediciones se compararon con los resultados obtenidos de la modelación numérica con ayuda de dos softwares: WAPO (Wave Propagation On the Coast) (Silva, Borthwick, & Taylor, 2005) y COCO (Corrientes Costeras) (Silva, Baquerizo, Losada, & Mendoza, 2010). La relación que existe entre las velocidades más altas en diferentes zonas del dique y los efectos como la socavación, transporte de sedimentos y licuefacción, se discuten en los resultados y las conclusiones.

CAPÍTULO 1

GENERALIDADES DE ESTRUCTURAS DE

PROTECCIÓN COSTERA Y EL DISEÑO DE MORROS

1.1 OBJETIVO PRINCIPAL Y PARTICULARES

El objetivo principal de esta tesis es caracterizar las velocidades que se generan debido a los fenómenos físicos del oleaje y que actúan sobre un dique rompeolas con perfil en “S”; lo anterior con la intención de contribuir con la optimización del diseño mecánico y el entendimiento de la interacción de diques rompeolas con el oleaje incidente, así como los modos de falla en la estructura.

Como objetivos particulares, se tienen los siguientes:

- Analizar la distribución de velocidades de manera experimental en el laboratorio de hidráulica de la Facultad de Ingeniería, UNAM; evaluando los cambios en el patrón de velocidades debido a los distintos estados de mar.
- Realizar una comparación con los resultados obtenidos de una modelación numérica con ayuda del software COCO; dicha comparación de resultados darán la pauta para futuras modelaciones numéricas con diferentes geometrías a la utilizada en el trabajo experimental.

1.2 DESCRIPCIÓN DEL TRABAJO

Esta tesis está organizada en cinco capítulos, a continuación se describe el contenido de cada uno:

- Capítulo 1. **Generalidades de estructuras de protección costera y el diseño de morros:** Éste capítulo está formado por una revisión del estado del arte de los temas que se tocan en esta tesis, así como la descripción general del diseño y la estabilidad de estructuras de protección costera.
- Capítulo 2. **Transformación y deformación del oleaje:** Se describen los fenómenos físicos del oleaje que se generan al interactuar con el ambiente costero. La comprensión de dichos fenómenos facilitan el análisis de los resultados y las conclusiones del presente trabajo.
- Capítulo 3. **Diseño experimental:** En este capítulo se describe la instalación del modelo y la metodología con la que se llevaron a cabo las mediciones en el laboratorio de hidráulica de la Facultad de Ingeniería. También se presenta el procesamiento de los datos obtenidos y la representación gráfica que sintetizan los resultados para cada prueba realizada.
- Capítulo 4. **Modelado matemático:** Se describen los programas computacionales (WAP0 y COCO) utilizados para las simulaciones; se muestran los resultados obtenidos y una comparación con los resultados del trabajo experimental descritos en el capítulo anterior.

- Capítulo 5. **Conclusiones:** Se describe el análisis de los resultados obtenidos en el trabajo experimental y en el modelado numérico; la relación con las mayores velocidades y los estados de mar utilizados; la ubicación de dichas velocidades para el dique perpendicular y con el giro de 15° del morro. También se describen las futuras líneas de investigación que pueden contribuir al desarrollo de nuevos proyectos para profundizar en el entendimiento de la interacción del oleaje con estructuras marinas.

1.3 ESTADO DEL ARTE

Las estructuras marítimas construidas a lo largo de la costa tienen propósitos diferentes dependiendo de la actividad costera que se pretenda implementar. El estudio y monitoreo de dichas estructuras contribuyen al buen funcionamiento del sistema de protección costera (Sorensen, 2006). En la Figura 1.1.1 se puede observar el canal de acceso al puerto de Altamira en Tampico, México; delimitado por dos DRPS los cuales se encargan, en el sistema costero, de mantener un estado de mar aceptable para la entrada y salida de navíos con las características necesarias para el diseño de dicho puerto. La acción constante del oleaje incidente sobre los DRPS a lo largo del tiempo causa efectos que pueden mermar la estabilidad de la estructura para la que fue diseñada como puede ser: licuefacción, transporte de sedimentos, socavación, entre otros.



Figura 1.1.1 Canal de acceso al puerto de Altamira, Tampico, México.

Numerosos estudios se han realizado acerca de la interacción oleaje-rompeolas obteniendo resultados y conclusiones muy diversas debido principalmente a que los diseños estructurales se basan en fórmulas empíricas obtenidas de manera experimental en laboratorios que cuentan con estanques de oleaje para dichas simulaciones, generalmente con oleaje monocromático y normal a la estructura. En la naturaleza, este tipo de oleaje no ocurre debido a fenómenos como refracción y difracción. Las soluciones teóricas para estructuras verticales señalan que generalmente las peores condiciones de estabilidad se presentan con oleaje incidente multidireccional (Losada et al., 1990). Los resultados de estas pruebas experimentales, y el monitoreo constante, permiten conocer cómo la presencia de la estructura provoca cambios en el patrón del flujo; estos cambios causan un incremento en la capacidad del transporte de

sedimentos local de la estructura, y el resultado son fenómenos como la socavación (Sumer, Whitehouse, & Tørum, 2001).

La socavación, o *scour*, es una erosión local ocasionada por un rompimiento en el equilibrio entre el perfil de playa y las fuerzas externas, este efecto amenaza la estabilidad de la estructura puesto que supone la falla mecánica del suelo. En la Figura 1.1.2 se muestra un esquema de este tipo de falla que comúnmente se presenta en estructuras costeras, también conocidas como *toe failure*.

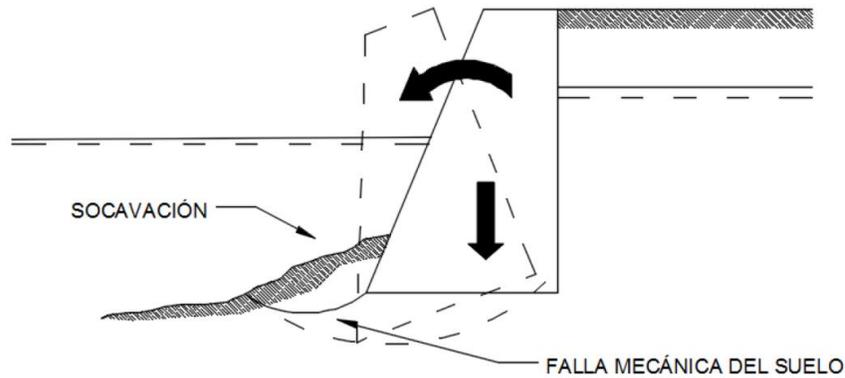


Figura 1.1.2 Socavación en estructuras de protección costera.

Otro fenómeno que afecta a estas estructuras es la licuefacción. Considerando el oleaje incidente que solicita la cara de la estructura costa afuera; se genera, debido a la reflexión de la estructura, una ola que se mueve con dirección al mar; como resultado la suma de las ondas incidente y reflejada se forma una onda quasi- estacionaria en frente a la estructura. (Kirca, Sumer, & Fredsoe, 2013) concluyen que, si la altura de ola incrementa considerablemente, habrá un aumento en la presión de poro en la Zona 1, definida como la zona donde se encuentran las olas estacionarias al pie de la estructura, y se dirigirá hacia la Zona 2, definida como el área sobre la estructura (Figura 1.1.3).

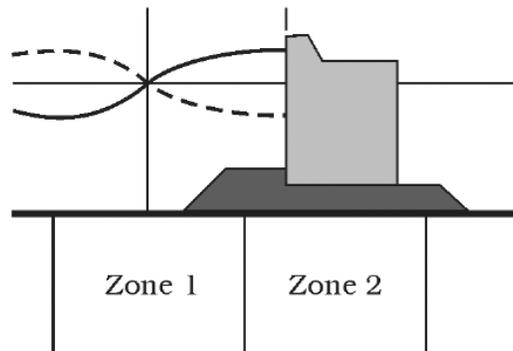


Figura 1.1.3 Zonas potenciales donde ocurre la licuefacción (Mutlu Sumer, B., 2014)

En la Zona 2, el oleaje incidente generará pequeños momentos de volteo cíclicos y como consecuencia un transporte de sedimentos cerca de la estructura; estos movimientos se generan alrededor y debajo de la estructura. El aumento de la presión de poro se transfiere al subsuelo, y en condiciones extremas, la presión de poro acumulada excede el esfuerzo efectivo medio normal y se producirá el fenómeno conocido como licuefacción donde el suelo y el agua actúan como un fluido, ver Figura 1.1.4, (Mutlu Sumer, B. (Technical University of Denmark, 2014)).



Figura 1.1.4 Consecuencias del fenómeno de licuefacción.

1.4 DISEÑO GENERAL DE DIQUES ROMPEOLAS

Existen diferentes tipos de estructuras para la protección costera y se clasifican de la siguiente manera:

- ❖ Para control de oleaje
 - ◆ Rompeolas
 - ◆ Tanque resonante
 - ◆ Elementos reflejantes
 - ◆ Elementos sumergidos

- ❖ Para control de transporte de sedimentos
 - ◆ Espigones
 - ◆ Rompeolas no ligados a la costa
 - ◆ Promontorios
 - ◆ Protecciones longitudinales
 - ◆ Playas artificiales
 - ◆ Rellenos artificiales, etc.

- ❖ Para el aprovechamiento del área marina
 - ◆ Estructuras costa afuera: gravedad, cuerpo fijo, flotantes.
 - ◆ Mallas para retener finos
 - ◆ Plataformas para la explotación de hidrocarburos

❖ Para pesquerías

◆ Hábitats artificiales

El presente trabajo se enfoca solamente en los diques rompeolas de piezas sueltas (DRPS). Por ello, fue la estructura que se utilizó para las simulaciones que se presentarán más adelante.

El diseño y construcción de diques rompeolas ha ido evolucionando a lo largo del tiempo, alrededor de la década de 1980-1990 se construían diques de tipo convencional en su mayoría; esto quiere decir, que son estructuras diseñadas considerando una sola pendiente tanto en el lado expuesto al oleaje como en el lado protegido. Las fallas encontradas en este tipo de diques condujeron a que se realizaran una serie de estudios minuciosos para examinar el proceso físico de interacción oleaje-rompeolas. (Hall & Foster, 1990) estudiaron los diques de tipo convencional después de un tiempo de haber sido instalados en campo cuando se había presentado una progresión gradual en la geometría de la estructura y, por consecuencia, un reajuste natural en el perfil que llevaba a minimizar las cargas hidrodinámicas aplicadas. Este nuevo perfil lo llamaron “perfil remodelado” o “perfil natural de la estructura”, con el que realizaron pruebas de laboratorio diseñadas para evaluar la disipación de la presión que ocurría en diferentes zonas de la estructura; comparando los resultados del dique tipo convencional y el dique con el perfil remodelado. Las conclusiones del estudio arrojaron que el perfil, con la nueva forma, incrementaba de un 30 a un 40% la estabilidad de la estructura.

El diseño de la estructura se realiza tomando en cuenta diferentes factores como condiciones morfológicas, comportamiento del terreno, comportamiento frente a la acción del oleaje, condiciones de materiales y procesos constructivos, entre otros. (Hall & Kao, 1991) llevaron a cabo un estudio en torno a la influencia del tamaño de rocas protectoras utilizadas en diques-berma dinámicamente estables. Las conclusiones del estudio revelaron que existe una relación en la distribución de tamaños de las rocas con el ancho del pie del dique y el volumen de rocas requerido.

A partir de dichos estudios se han desarrollado diferentes geometrías para las piezas sueltas de los diques, en la Figura 1.2.1 se muestran algunos ejemplos de DRPS instalados en campo.



Figura 1.2.1 Ejemplos de DRPS

Este tipo de estructuras actualmente son utilizadas en la mayoría de los puertos del mundo, su función principal es proveer una zona de resguardo para las actividades marítimo costeras que en este se realicen (Figura 1.2.2).



Figura 1.2.2 Dique Rompeolas de Piezas Seltas (DRPS)

La acción principal de un DRPS es disipar la energía del oleaje incidente por rotura, fricción con el manto y al interior, y transmisión de energía a través y sobre el dique; como acción secundaria el DRPS refleja la energía del oleaje de vuelta al mar. 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 et al., 2010).

Los DRPS se clasifican en:

- ❖ Monocapa y multicapa
- ❖ No rebasable, rebasable y sumergido
- ❖ Vertical, mixto, con espaldón, berma y otros perfiles

La Figura 1.2.3 muestra un DRPS con perfil en S o dique berma, el cual se utilizó para las simulaciones y se explicará a detalle más adelante.

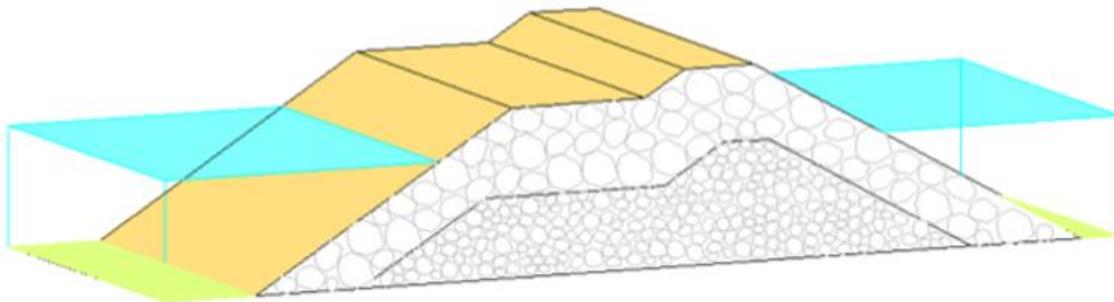


Figura 1.2.3 DRPS con perfil "S"

Actualmente el diseño de diques se desarrolla, de forma general, de la siguiente manera:

- ❖ Elegir el número de capas: El núcleo del dique tiene como función regular la transmisión y resistir el arrastre del material, la capa secundaria se encarga de proteger el material interior del arrastre, resistir el deslizamiento del manto y regular la porosidad; por último, el manto principal resiste las cargas hidrodinámicas al estar en contacto directo con el oleaje, disipa la energía del oleaje, reduce el nivel del ascenso y la socavación y ofrece un ambiente estético y de recreación. Los materiales para las capas antes mencionadas pueden ser: desechos de minería, material ferroso y desechos de extracción, desechos domésticos, carbón y ceniza, desechos de construcción y demolición, entre otros.
- ❖ Se realiza una clasificación de esfuerzos, interiores o exteriores, que interactúan con la estructura, así como las sub-presiones, dinámica e hidrostática. A continuación se revisan los coeficientes de seguridad para, deslizamiento y vuelco, con las Ecuaciones 1.4.1 y 1.4.2, respectivamente.

$$C_{SD} = \frac{\mu(\text{Peso}-\text{Subpresiones})}{\Sigma F_{\text{horizontales}}} \quad (1.4.1)$$

$$C_{SV} = \frac{M_{\text{peso}}-M_{\text{subpresiones}}}{\Sigma M_{F. \text{ horizontales}}} \quad (1.4.2)$$

Donde

μ coeficiente de fricción 0.6
 C_{SD}, C_{SV} 1.2 y 1.4, respectivamente

- ❖ Se elige el criterio de cálculo, algunas de las formulaciones más utilizadas actualmente son:
 - Formulación de Hudson
 - Formulación de Losada y Giménez-Curto
 - Formulación de Van der Meer

Con los parámetros obtenidos se elige el tipo de piezas con las que se construirá el dique. En la Figura 1.2.4 se muestra la tabla desarrollada por los autores Losada y Giménez-Curto.

Tipo de pieza	Cot α	A_w	B_w
	1.50	0.09035	-0.5879
Escollera	2.00	0.05698	-0.6627
(Inicio de avería)	3.00	0.04697	-0.8084
	4.00	0.04412	-0.9339
Escollera sin clasificar	2.50	0.18340	-0.5764
(Daño nulo)	3.50	0.18190	-0.6592
	5.00	0.1468	-.06443
Tetrápodos	1.33	0.03380	-0.3141
(Inicio de avería)	1.50	0.02788	-0.3993
	2.00	0.02058	-0.5078
Bloques	1.50	0.06819	-0.5148
1.5A*A*A	2.00	0.03968	-0.6247
(Inicio de avería)	3.00	0.03410	-0.7620

Figura 1.2.4 Coeficientes para la formulación (Losada y Giménez-Curto)

- ❖ Por último se propone la geometría del dique y se verifica que cumpla con las condiciones de cada formulación así como los coeficientes de seguridad antes expuestos.

1.5 ESTABILIDAD DE DRPS

El comportamiento de una estructura sujeta a la acción del oleaje está relacionado con el daño que éste le ocasionará. Los estudios y formulaciones desarrolladas para el diseño de diques toman como base un nivel de avería aceptable.

Las estructuras deben ser diseñadas para actuar directamente sobre el control del oleaje y eventos extraordinarios, así como la estabilidad de la playa que, a cambio, provee protección a la costa (Sorensen, 2006). En estas estructuras se admiten fallas leves de tipo dúctil, que permiten la reparación del daño al término de la tormenta que lo provocó; las causas del daño se pueden clasificar en tres grupos:

- ❖ Falla del manto principal por movimiento o pérdida de piezas
- ❖ Averías de origen geotécnico
- ❖ Errores de construcción

El presente trabajo se enfoca únicamente en el primer grupo y las posibles causas para que éste se presente son:

- ❖ Extracción de las piezas del manto principal a causa del oleaje
- ❖ Movimientos continuos de los cantos del manto principal capaces de deformar a largo plazo la geometría del manto (falla por fatiga)
- ❖ Rotura de las piezas del manto principal a causa de choques
- ❖ Averías en el manto interior y en la corona causadas por rebase
- ❖ Socavación en la base del espaldón
- ❖ Erosión de pie o socavación en la parte inferior del dique

El concepto de estabilidad del manto principal, tiene dos acepciones:

- ❖ Estabilidad estructural: Es la capacidad de las piezas para resistir, sin romperse, las tensiones producidas por la colocación, el medio granular, los desplazamientos, y los movimientos bajo la acción del flujo.

Es de especial atención la estabilidad de piezas esbeltas, las que, al romperse, son fácilmente arrastradas por el flujo. En el caso de las piezas monolíticas, la rotura es parcial, en las esquinas y en los bordes, lo que modifica el peso de las piezas y con ello el comportamiento de la estructura.

- ❖ Estabilidad hidrodinámica: Es la capacidad de oposición de las piezas al movimiento producido por la acción del flujo, suponiendo que no se rompen. El movimiento que pueden presentar las piezas es de dos tipos:

- Cabeceos (giros) sobre sus ejes
- Deslizamiento desde su posición a otra nueva

Cuando el dique es atacado por las olas de pequeña altura, éste permanece inalterado; a medida que aumenta la altura de ola, la extracción de piezas comienza y después de cierto tiempo cesa, durante este periodo el dique ha alcanzado una estabilidad parcial. Por estabilidad parcial se entiende que se han

extraído las piezas que se encontraban en condición más desfavorable, es decir, las piezas con mayor probabilidad de extracción ya no están, pero las restantes tienen, aunque pequeña, una cierta probabilidad de ser extraídas. Una vez que las olas rebasan cierto umbral, la coraza pierde toda condición de estabilidad y el oleaje comienza a golpear directamente sobre el manto secundario, cuando esto ocurre, la deformación es muy rápida y la estructura deja de servir en poco tiempo.

(Burcharth & Frigaard, 1987) realizaron un estudio en cual se enfocaron en analizar la geometría adquirida por un DRPS después de cierto tiempo de haber sido instalado, al igual que (Hall & Foster, 1990), mencionado anteriormente. El experimento, se desarrolló en el Laboratorio de Hidráulica del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Aalborg y consistió en probar el perfil remodelado, con una sola clase de piedras en el manto principal, en cinco diferentes estados de mar expuesto a oleaje incidente normal y oblicuo. Los estados de mar se eligieron de manera que la erosión fuera en ascenso; en la Figura 1.3.1 se muestra el resultado de las pruebas obtenidas para los cinco estados de mar en el perfil del dique.

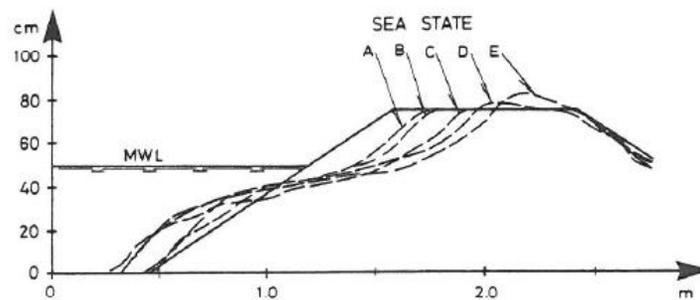


Figura 1.3.1 Comparación de las deformaciones para los cinco diferentes estados de mar (Burcharth y Frigaard, 1987)

Los autores concluyen que la erosión tanto del morro como del cuerpo central del dique tiene una fuerte dependencia no lineal con respecto al estado de mar. Bajo cierto umbral del estado de mar, las tasas de erosión son muy pequeñas, pero excedido dicho umbral causa un drástico incremento en la erosión.

(van der Meer, 1988) estudió las deformaciones en los DRPS a través de un parámetro $S = A / (D_{50})^2$, en donde A es un área erosionada de la sección transversal del dique, D_{50} es el diámetro mediano equivalente de la pieza protectora y S es el nivel de daño causado en la sección que significa el número de piezas que salen de su sitio original. En la Figura 1.3.2 se ve de forma gráfica.

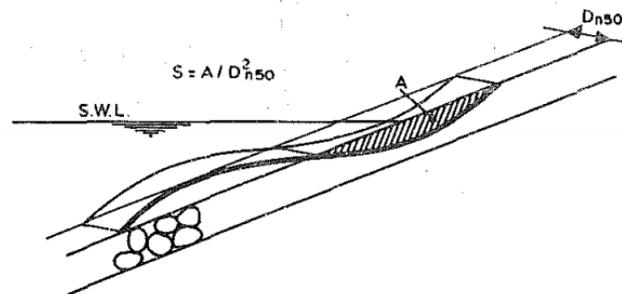


Figura 1.3.2 Representación gráfica para cuantificar la deformación de un DRPS (van der Meer, 1988)

A partir del parámetro de daño S se realiza una revisión de las fórmulas establecidas un año antes (1987) por el mismo autor. Las nuevas fórmulas de estabilidad obtenidas de este estudio dieron opción a ser utilizadas por un criterio de diseño probabilístico o determinístico; el criterio probabilístico resultó en curvas donde se compara la probabilidad de excedencia del daño a lo largo de la vida útil de la estructura y el criterio determinístico resultó en curvas que muestran la influencia del daño para diferentes parámetros iniciales del diseño.

(Quiñones, 2006) realizó un estudio sobre la estabilidad de los DRPS en talud; uno de los objetivos del trabajo fue estudiar la forma del perfil que adoptaban las estructuras bajo diferentes estados de mar. Como parte de las conclusiones del estudio, el autor menciona que el acomodo de las piezas de los DRPS fue aleatorio; conforme ocurría la deformación del perfil, las piezas iban adquiriendo cierto orden. Siendo así, que la deformación que adquiere el perfil, cuando alcanza la condición de equilibrio, es la forma peculiar de “S” recostada; en este punto, la capacidad de transporte de elementos se reduce y el perfil no presenta cambios significativos aunque aún se presenten movimientos de piezas.

Actualmente se han realizado diferentes trabajos donde el tema de estudio es el comportamiento del DRPS con perfil en “S”. (Mendoza-Baldwin et al., 2010) concluye en su estudio, que la forma estable que adquiere un dique en talud al ser deformado por el oleaje es la misma, lo que conlleva a desarrollar metodologías de diseño de diques con este tipo de perfiles. También se han realizado propuestas de realizar rehabilitación de DRPS en talud que se encuentren operando para implementar una transformación del perfil a adoptar la forma en “S”, logrando una mejora en la estabilidad de las estructuras (Del Valle et al., 2015).

2.1 INTRODUCCIÓN

En aguas profundas el viento se encarga de generar olas que se propagan hacia la costa, de tal forma que cuando se aproximan a profundidades reducidas sufren una serie de transformaciones causadas por la interacción de la ola con el medio marino; generalmente la interacción es con el fondo, estructuras marinas o de protección costera, corrientes, entre otros. Dentro de las transformaciones más importantes destacan el someramiento, refracción, difracción, reflexión y disipación por rotura (Bras & Omo, 2014); las cuales se definen a continuación. Debido a los alcances de este trabajo, en la parte de análisis de resultados, se analizarán solamente los fenómenos de difracción, refracción y reflexión.

2.2 DIFRACCIÓN

(Goda, 2000) la define como la interacción del oleaje con un obstáculo como un rompeolas, isla, o algún promontorio que se presente durante la propagación, el oleaje *pivotea* sobre el borde del obstáculo y se mueve dentro de la zona de sombra o zona protegida por la estructura. Este fenómeno es llamado difracción del oleaje y comúnmente se presenta en movimientos de ondas como las del sonido, la luz y las ondas electromagnéticas (Figura 2.2.1). En otras palabras es una sesión lateral de energía de las zonas de mayor a menor energía.

La distribución espacial de la difracción con oleaje regular en profundidad uniforme se puede estudiar con la solución de Sommerfeld, basada en la teoría de la velocidad potencial; los resultados son compilados en diagramas donde se muestra la distribución de la relación entre la difracción y la altura de ola, estos diagramas se llaman *diagramas de difracción*.

Se han desarrollado muchos estudios mostrando este tipo de diagramas para oleaje regular con periodo constante y una sola dirección, sin embargo, aplicarlos para una situación real no es recomendable, ya que pueden llevar a resultados erróneos.

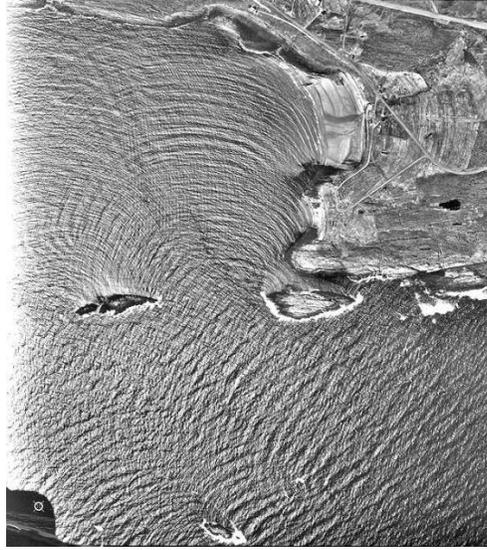


Figura 2.2.1 Fenómeno de Difracción

Las alturas de olas difractadas en situaciones reales se pueden evaluar mediante el espectro de ola direccional mostrado en la Ecuación 2.2.1

$$(K_d)_{eff} = \left[\frac{1}{m_0} \int_0^\infty \int_{\theta_{min}}^{\theta_{max}} S(f, \theta) K_d^2(f, \theta) d\theta df \right]^{\frac{1}{2}} \quad (2.2.1)$$

Donde

$(K_d)_{eff}$	coeficiente de difracción del oleaje
$K_d(f, \theta)$	coeficiente de difracción en función de la frecuencia f y la dirección θ
m_0	la integral del espectro de ola direccional

Frecuentemente la difracción del oleaje rige muchos procesos de la costa, tales como el de transporte de sedimentos, agitación de zonas abrigadas y la generación de oscilaciones con periodos infragravitorios. A pesar de los avances tecnológicos de las computadoras, innovaciones en técnicas numéricas y aproximaciones de soluciones teóricas, actualmente, para ciertos problemas se utilizan soluciones idealizadas que no son muy complejas de programar (Bras & Omo, 2014). La solución analítica, desarrollada originalmente por (Silva-Casarín, 1995), tiene como solución para el cálculo de ola local (incidente más perturbada) la Ecuación 2.2.2

$$H_L = |H_I \phi(r, \theta)| \quad (2.2.2)$$

Donde

$$\phi(r, \theta) = \frac{2\pi}{\theta_0} \sum_{m=0}^{\infty} \varepsilon_m J_\xi(kr) \cos(\xi\theta_I) \cos(\xi\theta) e^{i(\xi\pi/2)} \quad (2.2.3)$$

$$\varepsilon_0 = 1 \quad (2.2.4)$$

$$\varepsilon_m = 2; \quad m = 0,1,2 \dots \quad (2.2.5)$$

$$\xi = \frac{m\pi}{\theta_0}; \quad m = 0,1,2,3 \dots \quad (2.2.6)$$

Donde

H_L	altura de ola local
θ_1	ángulo de incidencia formado por la normal al tren de ondas y el eje x
θ_0	ángulo complementario de la anchura del dique formado por la normal al tren de ondas y el eje x
k	número de onda
J_ξ	función de Bessel de orden ξ
r, θ	posición en coordenadas polar del punto de evaluación

2.3 REFRACCIÓN

En un área donde la profundidad del agua es mayor que la mitad de la longitud de onda, es decir, una región de aguas profundas; el oleaje se propaga sin verse afectado por el fondo del océano. Cuando las olas entran a la región de aguas someras, sin importar la dirección, la propagación del oleaje se ajusta gradualmente al fondo y las longitudes de onda se acortan, lo que causa que aumente la altura de la ola, dichas crestas adquieren diferentes curvaturas de acuerdo al contorno del fondo del océano, imitando la forma de las isobatas. Este proceso es conocido como fenómeno de refracción del oleaje, que es análogo al fenómeno que se presenta en la luz o el sonido, y es producido por la variación espacial de la velocidad de propagación (Goda, 2000). En la Figura 2.3.1 se puede ver gráficamente el fenómeno de refracción del oleaje.

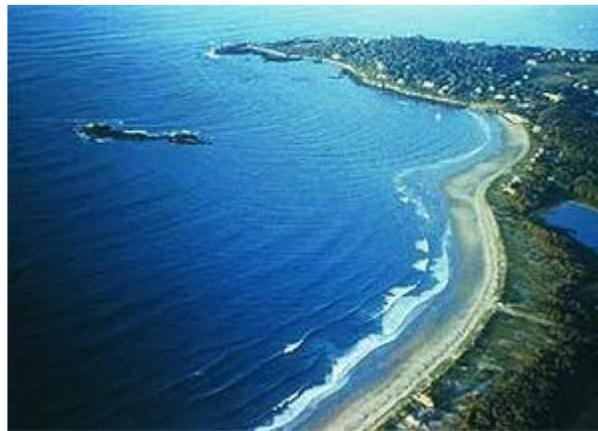


Figura 2.3.1 Fenómeno de Refracción

La variación de la dirección del oleaje provocado por el fenómeno de refracción, en el caso de oleaje regular, se puede estimar gráfica o numéricamente; en un caso hipotético con un periodo de 12 s de oleaje incidente proveniente de SSE, de forma gráfica, se obtiene un diagrama de refracción como el que se muestra en la Figura 2.3.2.

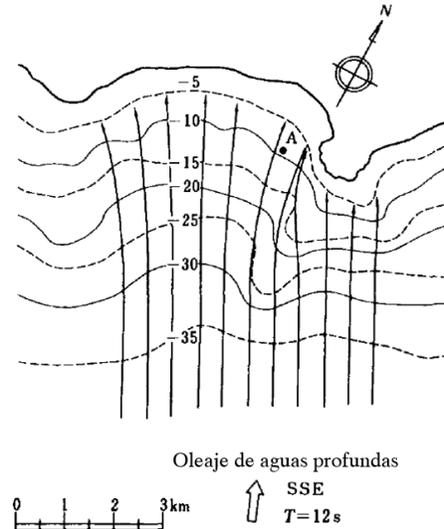


Figura 2.3.2 Diagrama de Refracción para oleaje regular (Goda, 2000)

En la Figura 2.3.2 las líneas sólidas con flechas son los rayos de onda y representan la dirección de la propagación del oleaje. La distancia entre estos rayos en aguas profundas es constante, a medida que se acercan a la línea de costa los rayos divergen y convergen dependiendo de las características de la batimetría local.

Ya que el flujo de la energía del oleaje entre dos rayos es conservativo, si se desprecia la disipación de energía; luego entonces, la variación en la distancia de separación de rayos, significa que la densidad de energía de onda varía inversamente a la distancia de los rayos. Debido a que la energía del oleaje es proporcional al cuadrado de la altura de ola, la variación en la altura de la ola debido a la refracción está dada por la Ecuación 2.3.1

$$\frac{H}{H_0} = \sqrt{\frac{b_0}{b}} = K_r \quad (2.3.1)$$

Donde

b es la distancia entre los rayos de onda en la zona de interés

b_0 es la distancia entre los mismos rayos de onda en aguas profundas

La relación de altura de ola K_r es llamada coeficiente de refracción del oleaje. Sin embargo, como se mencionó, las condiciones de oleaje regular no representan las condiciones reales que se presentan en oleaje real. El oleaje en condiciones reales está compuesto de un número infinito de componentes y cada uno cuenta con frecuencias y direcciones diferentes. Por lo tanto, la variación de las alturas de ola en condiciones reales, está determinada por la contribución de todos los componentes, cada componente del

oleaje bajo el proceso individual de refracción. La ecuación fundamental para la estimación del coeficiente de refracción en condiciones reales de oleaje está dada por la Ecuación 2.3.2.

$$(K_r)_{eff} = \left[\frac{1}{m_{g0}} \int_0^\infty \int_{\theta_{min}}^{\theta_{max}} S(f, \theta) K_g^2(f) K_r^2(f, \theta) d\theta df \right]^{\frac{1}{2}}, \quad (2.3.2)$$

Donde

$$m_{g0} = \int_0^\infty \int_{\theta_{min}}^{\theta_{max}} S(f, \theta) K_g^2(f) d\theta df \quad (2.3.3)$$

$S(f, \theta)$	denota el espectro direccional del oleaje
$K_g(f)$	coeficiente de disminución de profundidad del oleaje
$K_r(f, \theta)$	representa el coeficiente de refracción de una ola componente con una frecuencia f y una dirección θ

2.4 REFLEXIÓN

La reflexión del oleaje es el proceso por el cual parte de la energía no disipada de un determinado tren de olas genera otro tren en sentido contrario al incidir sobre un obstáculo. Cualquier estructura marítima o disminución de la profundidad provoca que el oleaje incidente experimente un proceso de reflexión y su intensidad depende en gran medida del poder disipador del medio con el cual interactúa, en la Figura 2.2.1 se aprecia gráficamente el fenómeno de reflexión del oleaje.

Dependiendo del tipo de material y forma del obstáculo, el coeficiente de reflexión K_r puede variar entre 0 y 1; es decir, cuando es completamente absorbente o completamente reflejante, respectivamente. En la ingeniería costera se usan varios conceptos complementarios para definir el concepto de reflexión (Bras & Omo, 2014):

- ❖ Reflexión sobre playas: En la naturaleza, a medida que se presentan los procesos de refracción, parte de la energía del oleaje es reflejada por el propio perfil hacia aguas profundas.
- ❖ Reflexión de Bragg: Cuando el oleaje se propaga sobre una batimetría con formas periódicas, en ciertas circunstancias se pueden presentar grandes reflexiones o resonancia, por ejemplo en el caso de barras de arena, rizaduras de arena o estructuras sumergidas.
- ❖ Reflexión de Mach: Cuando un tren de ondas se aproxima con cierto ángulo con respecto a la normal de una estructura y se refleja, el oleaje en las proximidades del morro de la estructura no es regular, ya que se genera una onda que se propaga a lo largo de la pared, el cual se conoce como reflexión tipo Mach, debido a su similitud con la reflexión de una onda de choque en el flujo supersónico.

- ❖ **Resonancia:** Ligada a fenómenos de reflexión, la resonancia es el proceso por el cual la amplitud de una onda estacionaria o casi estacionaria se ve aumentada. Desde un punto de vista general, tiene lugar en el momento que la oscilación generada por una fuerza externa con un período igual o similar al período de oscilación natural de la configuración geométrica de la estructura, la cual potencialmente se genera en cuerpos semi-cerrados, sobre todo en el régimen de ondas largas.

En el ambiente experimental, cuando el oleaje reflejado interactúa con el oleaje que está incidiendo, da lugar a un nuevo estado de mar. Más aún se debe tomar en cuenta en los ensayos de laboratorio las ondas re-reflejadas que se generan debido a las paredes y a la pala generadora. Cuando el oleaje reflejado interactúa con el oleaje que está incidiendo, da lugar a un nuevo estado de mar; el coeficiente de reflexión K_r caracteriza este proceso y está definido por la Ecuación 2.4.1

$$K_r = \left| \frac{H_r}{H_i} \right| \quad (2.4.1)$$

Donde

H_r es la altura de ola reflejada

H_i es la altura de ola incidente

Al igual que en los otros fenómenos de flujo, existen formulaciones matemáticas que permiten el cálculo del coeficiente de reflexión, muchas de ellas provenientes de estudios en playas, otras provenientes del estudio en taludes de diques rompeolas en sus diferentes presentaciones. El desarrollo e instalación de los DRPS ha llevado a diferentes investigadores a desarrollar ecuaciones específicas para este tipo de estructuras.

(Allsop & Hettiarachchi, 1988) realizaron estudios sobre los efectos de la reflexión en estructuras costeras. Estos autores describen la significativa contribución que tienen las olas reflejadas dentro de un puerto para la perturbación del oleaje local, así como el peligro que representa para la navegación las zonas donde se presenta la interacción de los trenes de ondas incidentes y reflejadas, que a menudo se producen en las entradas del puerto. Relacionado con los problemas de navegación, las ondas reflejadas aumentan los tiempos de carga y descarga de los navíos, ya que asociado a estas oscilaciones ocurren movimientos inaceptables de los buques, provocando también daños a los navíos que se encuentran en las zonas de anclaje debido a las colisiones que se presentan entre estas y los muelles.

Otra consecuencia es el incremento de velocidades en el oleaje causado por la reflexión, esto provoca un aumento en el esfuerzo cortante sobre la estructura, provocando potenciales escurrimientos locales, así como la reducción general de los niveles del lecho marino, dando pie a fallas como las que se mencionan en el Capítulo 1 (socavación, licuefacción, transporte de sedimentos, entre otros).

(Zanuttigh & van der Meer, 2008) realizaron un análisis de más de 4000 datos con base en la reflexión de estructuras costeras en la etapa de diseño. Los autores comentan la importancia de una buena estimación del coeficiente de reflexión para todo tipo de estructuras, ya que una buena aproximación de este es necesaria para una modelación numérica en el cálculo de la penetración de olas. La investigaciones enfocadas solamente al cálculo del coeficiente de reflexión son muy limitadas, a menudo los cálculos son un subproducto de la investigación sobre la estabilidad de las estructuras, el fenómeno

de rebase o la transmisión del oleaje. Hasta ese momento se habían desarrollado varias fórmulas empíricas disponibles para la predicción del coeficiente de reflexión K_r , pero estas habían sido validadas con datos muy restringidos, es decir, para condiciones específicas de ciertas estructuras; para estructuras impermeables con pendientes suaves y oleaje incidente monocromático (Miche, 1951), (Ursell et al. 1960) redefinió las formulaciones para oleaje regular pero en términos del número de Iribarren y, por último, (Seelig & Ahrens, 1981) concluyeron que la formulación de Miche sobreestimaba el cálculo del coeficiente de reflexión en oleaje regular o irregular y presentó una nueva estimación del cálculo para oleaje irregular.

En el caso de estructuras de piezas sueltas, (Losada & Gimenez-Curto, 1981) desarrollaron un modelo exponencial para el coeficiente K_r , basado también en el número de Iribarren. (Postma's, 1989) encontró una fuerte relación del coeficiente K_r con el número de Iribarren y correlaciones despreciables con la forma espectral y la profundidad al pie del dique. Basado en el trabajo de Postma, (van der Meer, 1992) desarrolló un método de regresión múltiple para separar los efectos de altura de ola y periodo, permeabilidad de la estructura y pendiente. (Davidson et al., 1996) desarrolló esquemas de predicción basados en un parámetro adimensional que relacionaba longitud de onda, altura de ola, profundidad al pie de la estructura, pendiente de la estructura y diámetro de la coraza.

(Zanuttigh & van der Meer, 2008) concluyeron que a mayor rugosidad y permeabilidad de la estructura, los valores de K_r y el rebase son menores, debido a la mayor disipación y viceversa; esta variación de ambos fenómenos se encuentra integrada en el factor γf , que se refiere a la caracterización de piezas prefabricadas de un DRPS. La ecuación 2.4.2 muestra la propuesta de los autores

$$K_r = \tanh(a \times \xi_0^b) \quad (2.4.2)$$

Donde

$$\xi_0 = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{(2\pi H_{m_0 t}) / (g T_{m_{-1,0}}^2)}} \quad (2.4.3)$$

$H_{m_0 t}$ es la altura de ola significativa al pie de la estructura

$T_{m_{-1,0}} = \frac{m-1}{m_0}$ es el periodo espectral evaluado también al pie de la estructura

Los diferentes valores de a y b se muestran en las Tablas 2.4.1 y 2.4.2.

Tabla 2.4.1 Valores de los coeficientes a y b (Zanuttigh & van der Meer, 2008)

Materiales	a	b	γf
Roca permeable	0.12	0.87	0.40
Piezas prefabricadas	0.12	0.87	Ver Tabla 2.4.2
Roca Impermeable	0.14	0.90	0.55
Pendiente lisa	0.16	1.43	1.00

Tabla 2.4.2 Valores del coeficiente a de acuerdo a diferentes rugosidades. En todos los casos el valor del coeficiente $b=0.87$

<i>Pieza prefabricada</i>	γf	a
Tetrápodo, 2 capas	0.38	0.102
Core-Loc, 1 capa	0.44	0.113
Xbloc, 1 capa	0.45	0.112
Acrópodo, 1 capa	0.46	0.115
Antifer, 2 capas	0.47	0.115
Cubo, 2 capas	0.47	0.108
Flat	0.47	0.120
(1:2), rugoso	0.47	0.105
Cubo, 1 capa	0.50	0.120

Además, (Zanutigh & van der Meer, 2008) desarrollaron un par de fórmulas para calcular coeficientes de a y b como función de la rugosidad γf , para roca permeable, impermeable y pendientes lisas, dichas fórmulas son las Ecuaciones 2.4.4 y 2.4.5.

$$a = 0.167[1 - \exp(-3.2 \times \gamma f)] \quad (2.4.4)$$

$$b = 1.49(\gamma f - 0.38)^2 + 0.86 \quad (2.4.5)$$

En el trabajo experimental, que se presentará más adelante, se concentrará dos de los efectos antes mencionados: la difracción y la reflexión. Teórica y experimentalmente la refracción se presentará en la zona de playa ya que el fenómeno se debe a la interacción con el fondo oceánico. El sitio de estudio que compete al objetivo de este trabajo, y donde se presentarán los efectos de interés, será en las cercanías del dique rompeolas; es en esta zona donde podrán observarse el efecto de difracción y reflexión. *Experimentalmente* la reflexión se presentará al aumentar las magnitudes de velocidad en los puntos donde el oleaje incidente sea perpendicular al dique y en la parte de *Modelación Numérica* se podrá observar el espectro de la ola reflejada viajando en dirección opuesta al oleaje incidente. La difracción se presentará en el aumento de magnitud de velocidad en las posiciones más cercanas al dique, ya que, debido a este efecto, el fluido rodea la estructura.

2.5 SOMERAMIENTO

A medida que el oleaje se propaga en un canal con profundidad decreciente y ancho constante; la longitud de onda y celeridad decrecen de acuerdo con la teoría de olas de corta amplitud. Al mismo tiempo la altura de ola cambia, dicho cambio debido a la variación de la profundidad se le llama someramiento. La variación de la altura de ola debido al efecto del someramiento se calcula mediante la Ecuación 2.5.1 (Goda, 2000).

$$K_S = \frac{H}{H_0} = \sqrt{\frac{(C_G)_0}{C_G}} = \frac{1}{\sqrt{\left[1 + \frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)}\right] \tanh \frac{2\pi h}{L}}} \quad (2.5.1)$$

Donde

K_S coeficiente de someramiento

$C_G = \frac{1}{2} C \left(1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh}\right) = \frac{1}{2} \frac{\sigma}{k} \left(1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh}\right)$ velocidad de grupo

$(C_G)_0$ velocidad de grupo en aguas profundas $= \frac{1}{2} C_0 = 0.78T(m/s)$

L wave length

h profundidad

Diversos autores han presentado algunas aproximaciones explícitas a dicha relación, entre ellas cabe destacar las presentadas en las Ecuaciones 2.5.2 y 2.5.3.

(Fenton y McKeeb, 1990)

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \left[\tanh \left(\frac{4\pi^2 h}{gT^2} \right)^{\frac{3}{4}} \right]^{\frac{2}{3}} \quad (2.5.2)$$

(Guo, 2002)

$$kh = \Gamma^2 [1 - \exp(-\Gamma^{2.4908})]^{-\frac{1}{2.4908}} \quad (2.5.3)$$

2.6 ROTURA

La rotura o rompiente de una onda de gravedad ocurre cuando la estructura del movimiento oscilatorio pierde la capacidad de mantenerse estable. Las principales causas de la rotura son la celeridad y el peraltamiento que ocurre cuando el oleaje se propaga en aguas someras, durante la rotura una ola deja de serlo y pierde la mayor parte de la energía con la que viajaba.

Existen diferentes tipos de rotura:

- ❖ **Descruestamiento o *Spilling*:** La forma antes de romper no es tan asimétrica, su principal característica es la aparición de mucha espuma. La rotura es gradual y la forma general es que la cresta resbala sobre el frente de la ola ($Ir < 0.5$). En la Figura 2.6.1 se muestra una rotura de este tipo.



Figura 2.6.1 Descrestamiento o Spilling

- ❖ **Voluta o *Plunging***: El perfil antes de romper es altamente asimétrico, el frente de la ola es mucho más vertical que la parte trasera, la cresta hace un rizo hacia adelante atrapando aire al momento de romper ($0.5 < Ir < 3.0$). En la Figura 2.6.2 se muestra una rotura de este tipo.



Figura 2.6.2 Voluta o Plunging

- ❖ **Colapso o *Collapsing***: El colapso está gobernado por la parte media del frente de ola, es poco agresivo y genera muchas burbujas y espuma ($3.0 < Ir < 3.5$). En la Figura 2.6.3 se muestra una rotura de este tipo.



Figura 2.6.3 Colapso o Collapsing

- ❖ Oscilación o *Surging*: El perfil de las olas se peralta y sufre asimetría pero la base de la ola emerge por la presencia del fondo y hace desaparecer a la cresta ($Ir > 3.5$). En la Figura 2.6.4 se muestra una rotura de este tipo.



Figura 2.6.4 Oscilación o Surging

3.1 INTRODUCCIÓN

Rompeolas conectados, y no conectados a la costa, son usados generalmente para proteger puertos comerciales y marinas. Aunque los rompeolas pueden proteger un puerto del ataque incidente del oleaje, la difracción alrededor de los extremos del rompeolas hace que los frentes de las olas penetren con la correspondiente fuga de energía hacia la zona de sombra o zona protegida (Briggs, Thompson, & Vincent, 1995). El estudio mencionado anteriormente resalta la importancia de considerar el efecto de la difracción del oleaje para la planeación y el diseño de alguna estructura de protección costera.

El objetivo del presente trabajo es estudiar el patrón de velocidades alrededor del morro de un DRPS con perfil en “S”. Según la definición encontrada en la RAE, la palabra morro se refiere a la parte saliente y redondeada de algunas cosas, en este estudio nos referimos a las zonas cercanas a la parte saliente del DRPS donde se realizaron las mediciones de velocidad. En la Figura 3.1.1 se muestra el morro de un DRPS en prototipo, cubierto en el manto exterior por cubípodos, instalado en el Puerto Exterior de La Coruña, España.



Figura 3.1.1 DRPS cubierto en el manto exterior por cubípodos

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 3.1.2). El estanque está construido por una base de concreto y paredes de mampostería; un sistema hidráulico para llenado y vaciado; 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 (Figura 3.1.3). El estanque de

oleaje mide 11.99 m de largo, 4.7 m de ancho y 0.75 m de alto. Las paredes tienen un espesor de 16.5 cm y una capacidad de 42.26 m³ (Figura 3.1.4).



Figura 3.1.2 Estanque de simulación de olas, FI-UNAM



Figura 3.1.3 Sistema de poleas y paleta tipo flap con una distancia de empuje regulable

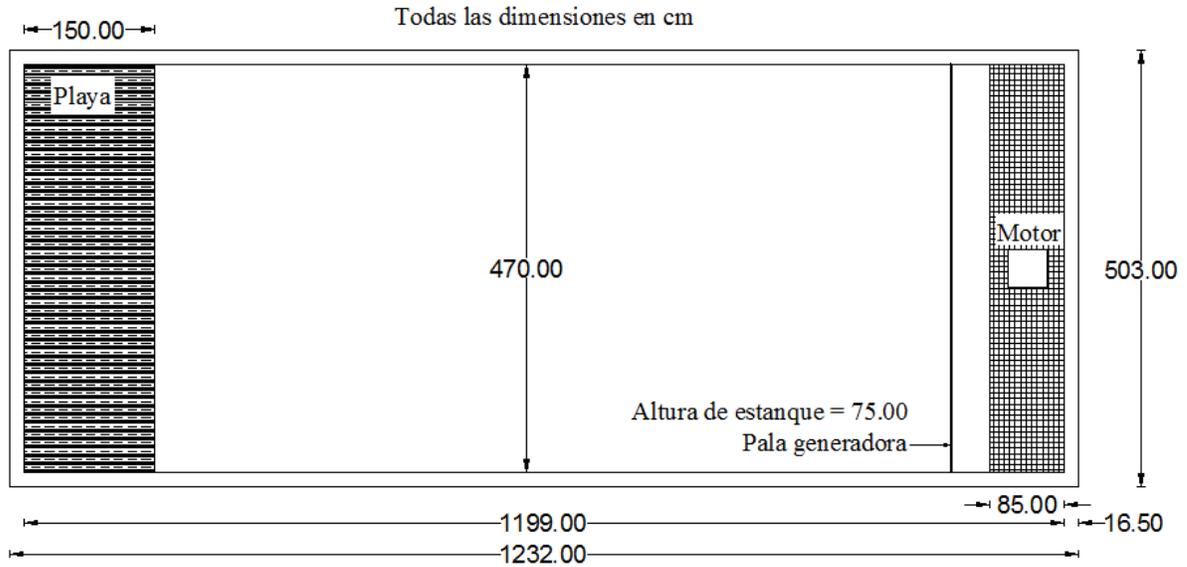


Figura 3.1.4 Dimensiones del estanque de simulación de olas

(Gajá et al., 2013) realizó un estudio en el que caracterizó los posibles estados de mar con el equipo con el que cuenta el estanque; tomando en cuenta que, por el momento, solo es posible generar oleaje regular y cuatro periodos de ola, más adelante se muestran los estados de mar utilizados para este trabajo. El autor utilizó la Ecuación 3.1.1 y 3.1.2 para calcular la altura de ola H y la longitud de onda L , respectivamente.

$$\frac{H}{S} = 4 \left(\frac{\sinh(kh)}{kh} \right) \frac{(kh) \sinh(kh) - \cosh(kh) + 1}{\sinh(2kh) + 2kh} \quad (3.1.1)$$

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh(kh) \quad (3.1.2)$$

Donde

H	la altura de ola
S	desplazamiento horizontal
h	profundidad
T	periodo de la ola

3.2 MODELO DEL MORRO

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 debido 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”. Todo esto se cumplirá siempre que el estado de mar que dio origen a la deformación estable no sea superado por otro estado más energético. La propuesta del diseño geométrico del morro se ha hecho considerando el perfil en S; se propuso la geometría y dimensiones mostradas en la Figura 3.2.1 y la sección transversal de morro en la Figura 3.2.2.

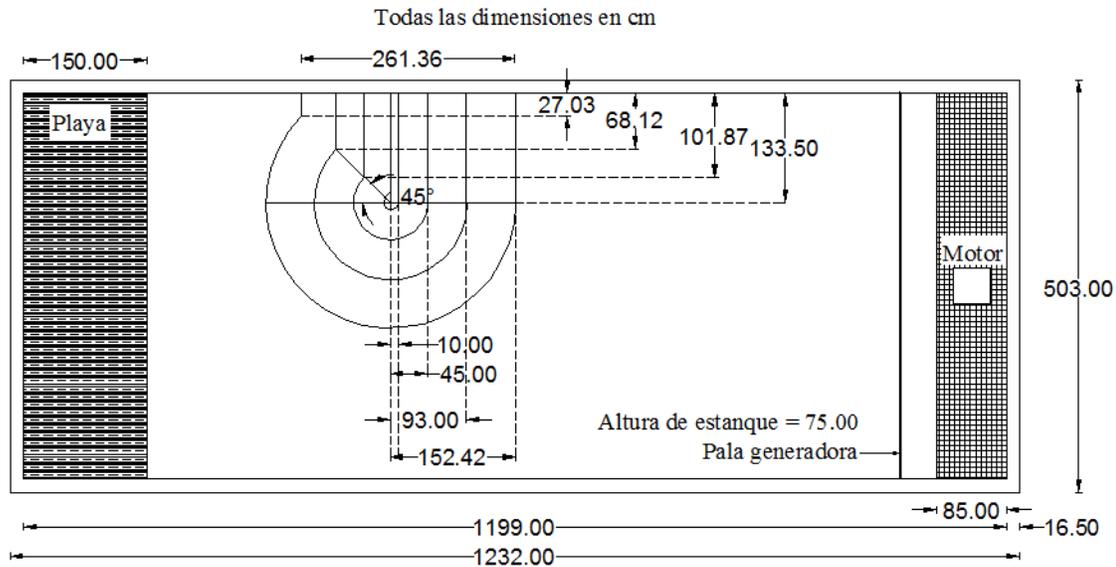


Figura 3.2.1 Vista en planta de la geometría del morro y dimensiones propuestas

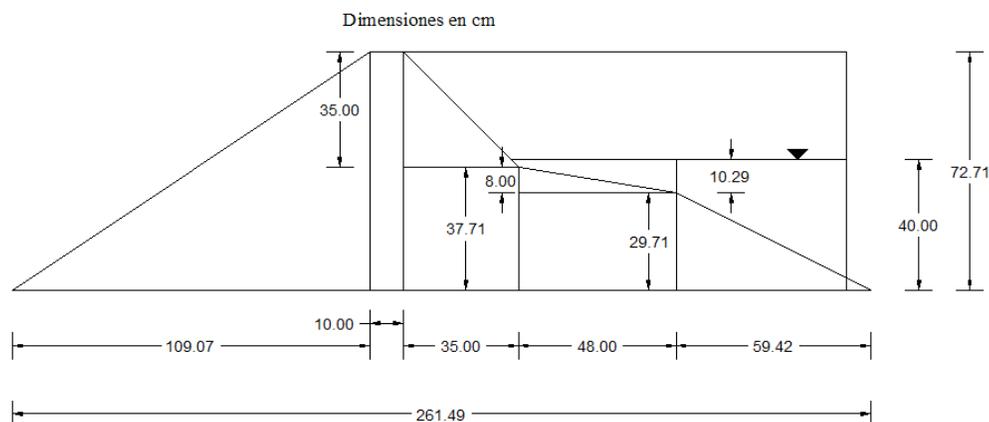


Figura 3.2.2 Sección transversal del morro y dimensiones propuestas

La construcción del modelo del morro en el estanque de simulación de oleaje se describe en las Figuras 3.2.3 y 3.2.4; se muestra el trazo de las dimensiones en planta y en perfil, y la construcción del morro, respectivamente. En este último paso se utilizó grava encostalada puesto que las piezas sueltas no eran suficientes para cubrir el volumen total de la estructura.



Figura 3.2.3 Trazo de dimensiones en planta y perfil del morro



Figura 3.2.4 Construcción final del modelo físico

3.3 MEDICIONES

Para realizar las mediciones de este trabajo se utilizó un dispositivo llamado *Vectrino Velocimeter*, desarrollado por la empresa de origen noruego *Nortek AS*; la cual se dedica a desarrollar instrumentación científica utilizando el efecto Doppler para medir la velocidad en el agua. La forma como trabaja este dispositivo es enviando pequeñas señales de sonido que rebotan en las partículas suspendidas en el agua, ya que las ondas de sonido no pueden ser reflejadas por el agua; dichas señales son recibidas y el dispositivo mide el cambio en la frecuencia de la señal que mandó con la señal que recibió, calculando así la velocidad. En la Figura 3.3.1 y 3.3.2, se muestra el dispositivo y las dimensiones del equipo, respectivamente.

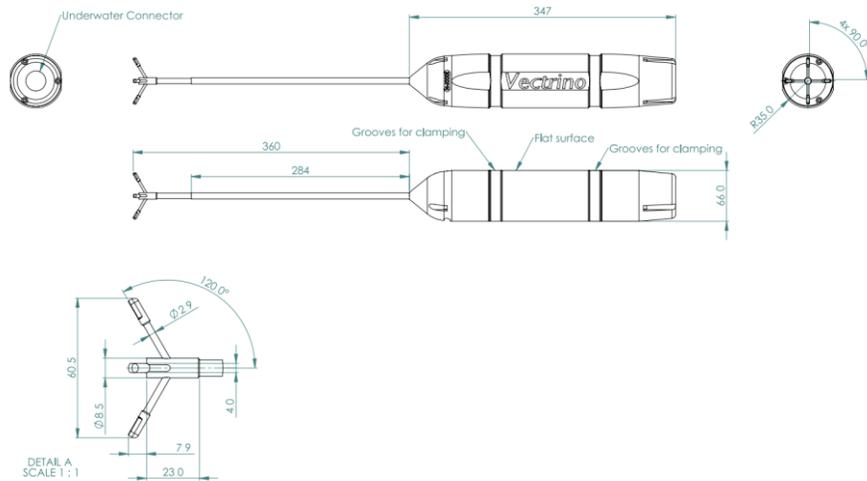


Figura 3.3.1 Dimensiones del dispositivo Vectrino Velocimeter, Nortek SA



Figura 3.3.2 Dispositivo Vectrino Velocimeter, Nortek SA

En la Tabla 3.3.1 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), el valor de la altura de ola (H), que se obtuvo con la Ecuación 3.1.1, y en la Figura 3.3.4 se muestran las poleas que se utilizaron en los ensayos. Para facilitar el manejo de los datos se nombró cada ensayo bajo la nomenclatura mostrada en la Figura 3.3.3.

Tabla 3.3.1 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.0000-	6	40	1.11	7.10	B
40B11- -.Vectrino-II.0000-	11	40	1.11	14.36	B
40C5- -.Vectrino-II.0000-	5	40	0.78	9.28	C
40C7- -.Vectrino-II.0000-	7	40	0.78	13.98	C
40C9- -.Vectrino-II.0000-	9	40	0.78	18.56	C
47B6- -.Vectrino-II.0000-	6	47	1.11	8.29	B
47B11- -.Vectrino-II.0000-	11	47	1.11	16.75	B
47C5- -.Vectrino-II.0000-	5	47	0.78	10.06	C
47C7- -.Vectrino-II.0000-	7	47	0.78	15.16	C
47C9- -.Vectrino-II.0000-	9	47	0.78	20.13	C

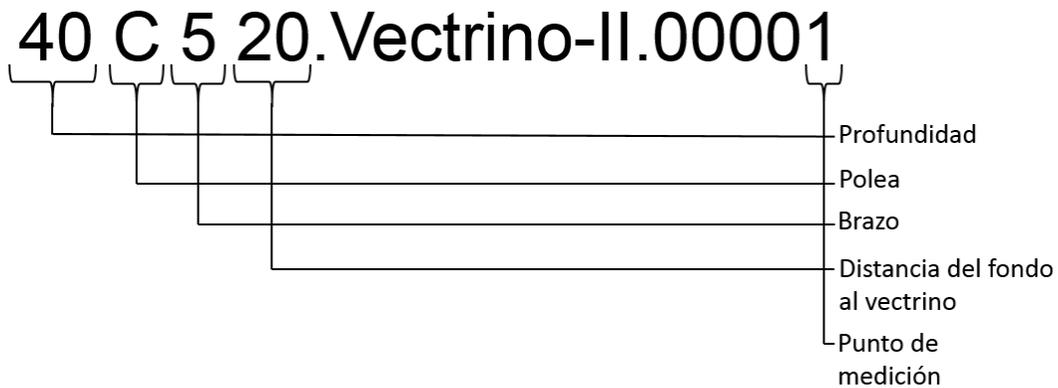


Figura 3.3.3 Definición de la nomenclatura utilizada en los ensayos

El punto de medición y la distancia del fondo al vectrino, definidos en la Figura 3.3.3, se explicarán más adelante ya que tienen que ver con el procedimiento experimental que se siguió en las mediciones.



Figura 3.3.4 Poleas adosadas el motor del estanque de olas

3.4 PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL

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 3.3.1. En la Figura 3.4.1 se muestra la vista de perfil del morro y las 3 diferentes alturas que se definieron para tomar la 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 3.4.2, así como un giro de 15° del morro donde se midieron la misma cantidad de pruebas y en los mismos puntos para poder hacer una comparación, Figura 3.4.3.

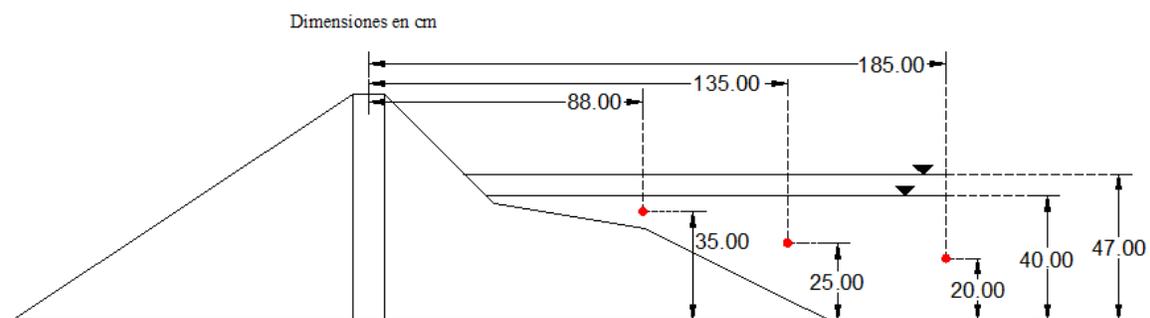


Figura 3.4.1 Ubicación de los puntos de medición en la vista de perfil del morro

Dimensiones en cm

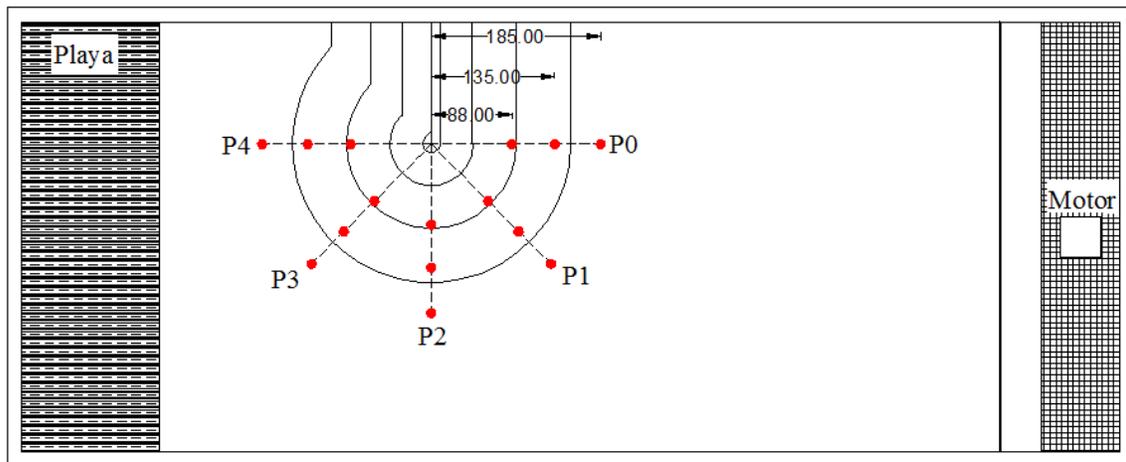


Figura 3.4.2 Puntos de medición definidos en la vista en planta del morro

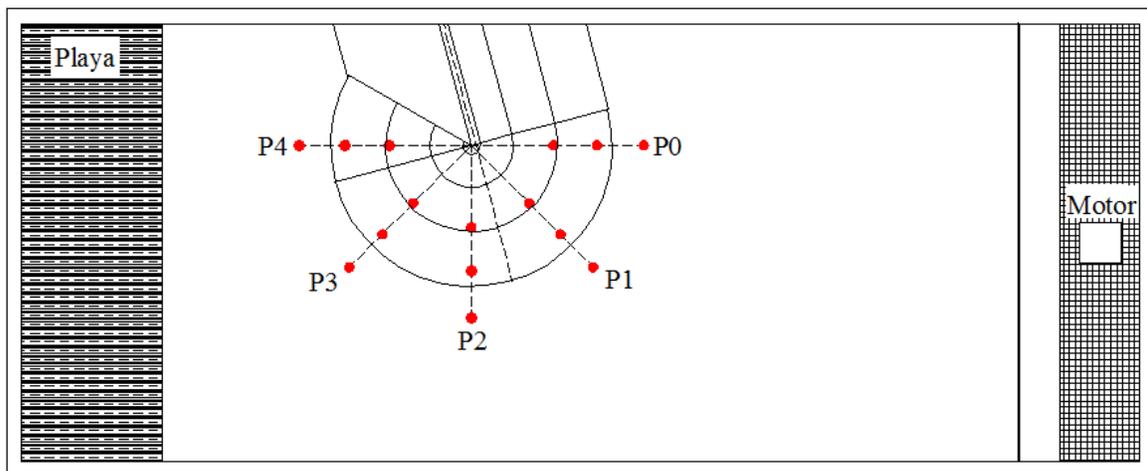


Figura 3.4.3 Giro de 15° del morro y puntos de medición

El Laboratorio de Costas y Puertos de la UNAM cuenta con un solo dispositivo de medición (Vectrino) con las características necesarias para realizar dichas mediciones, por lo que el proceso que se siguió fue medir cada uno de los 15 puntos, definidos en la Figura 3.4.2, por una duración de 35 s; a continuación se hacía el cambio de ubicación del siguiente punto y así sucesivamente hasta obtener los valores de todas las ubicaciones para después hacer el reajuste de poleas que correspondía al siguiente estado de mar. El estanque de simulación de oleaje cuenta con soportes de aluminio ubicados en las paredes perimetrales del estanque, que se pueden observar en la Figura 3.1.2, los cuales se ajustaron y se marcaron desde antes de iniciar las pruebas para lograr las ubicaciones deseadas y hacerlo de manera eficiente.

En la Figura 3.3.3 se explica la nomenclatura que se definió para las pruebas; el parámetro *distancia del fondo al vectrino* se refiere a la posición de la distancia vertical en la que se encontraba el dispositivo en cualquiera que fuese la prueba, en la Figura 3.4.1 se pueden ver que éste parámetro podía estar en tres distintas posiciones ya fuese 20 cm para el punto más alejado de medición, 25 cm para el punto intermedio y 35 cm para el punto más cercano al centro del morro. El siguiente parámetro es el *punto de*

medición y éste se refiere a que, para realizar las pruebas de una manera más eficiente, el vectrino se ubicaba en la posición más alejada (20 cm del fondo al vectrino) y se medían los 5 puntos de manera radial (ver Figura 3.4.2 y 3.4.3) tomando como punto de apoyo el centro del morro para después cambiar a la siguiente distancia del fondo al vectrino y volver a medir de manera radial los siguientes 5 puntos. Para cada estado de mar se obtuvieron 15 mediciones para las dos profundidades, con el morro girado y perpendicular; lo que nos da un total de 300 pruebas realizadas. En la Figura 3.4.4 se muestran algunas de las posiciones del dispositivo en distintas pruebas.



Figura 3.4.4 Posiciones de medición sobre soportes de aluminio

3.5 RESULTADOS

El software del dispositivo Vectrino guarda los resultados en archivos binarios en formato ASCII y cuenta con una herramienta que permite convertir los archivos de salida en *.hdr o *.dat los cuales son más fáciles de manejar y procesar, en este caso se utilizó el software Matlab (Matrix Laboratory) para el procesamiento. En la Figura 3.5.1 se muestra un ejemplo de los archivos de salida arrojados por el software del dispositivo.

Nombre	Fecha de modifica...	Tipo	Tamaño
40B620G.215.16.Vectrino-II.00000.ntk	02/08/2016 07:34 ...	Archivo NTK	1,781 KB
40B620G.215.16.Vectrino-II.00001.ntk	02/08/2016 07:38 ...	Archivo NTK	1,685 KB
40B620G.215.16.Vectrino-II.00002.ntk	02/08/2016 07:41 ...	Archivo NTK	1,685 KB
40B620G.215.16.Vectrino-II.00003.ntk	02/08/2016 07:43 ...	Archivo NTK	1,811 KB
40B620G.215.16.Vectrino-II.00004.ntk	02/08/2016 07:45 ...	Archivo NTK	1,733 KB
40B625G.215.16.Vectrino-II.00000.ntk	02/08/2016 07:52 ...	Archivo NTK	1,691 KB
40B625G.215.16.Vectrino-II.00001.ntk	02/08/2016 07:54 ...	Archivo NTK	1,752 KB
40B625G.215.16.Vectrino-II.00002.ntk	02/08/2016 07:56 ...	Archivo NTK	1,715 KB
40B625G.215.16.Vectrino-II.00003.ntk	02/08/2016 07:58 ...	Archivo NTK	1,853 KB
40B625G.215.16.Vectrino-II.00004.ntk	02/08/2016 08:00 ...	Archivo NTK	1,685 KB

Figura 3.5.1 Archivos de salida del software Vectrino-II

En la configuración inicial de las mediciones se definió que el dispositivo registrara un dato de velocidad cada 0.01 s, lo que significa que cada uno de los archivos que se muestran en la Figura 3.5.1 contiene alrededor de 3500 datos. Para tener un solo dato con la magnitud promedio de velocidad se aplicó la media cuadrática a cada serie de datos. De manera esquemática se pueden ver los resultados de cada estado de mar en la Figura 3.5.2.

Para facilitar la comparación y el manejo de las gráficas de resultados, se unieron los 15 puntos de cada prueba en una sola gráfica, la definición de los nuevos puntos se pueden ver en la Figura 3.5.3. De la Figura 3.5.4 a la 3.5.7 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.

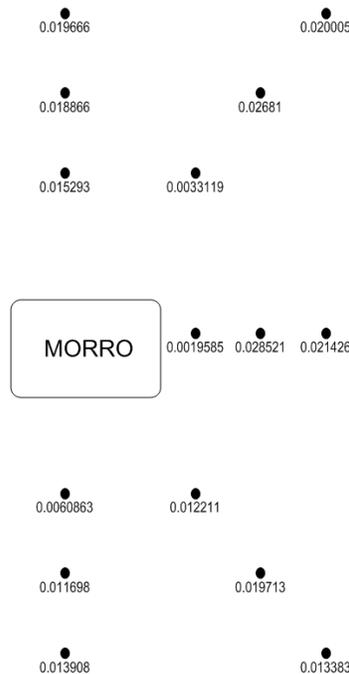


Figura 3.5.2 Esquema de resultados de los 15 puntos medidos por estado de mar

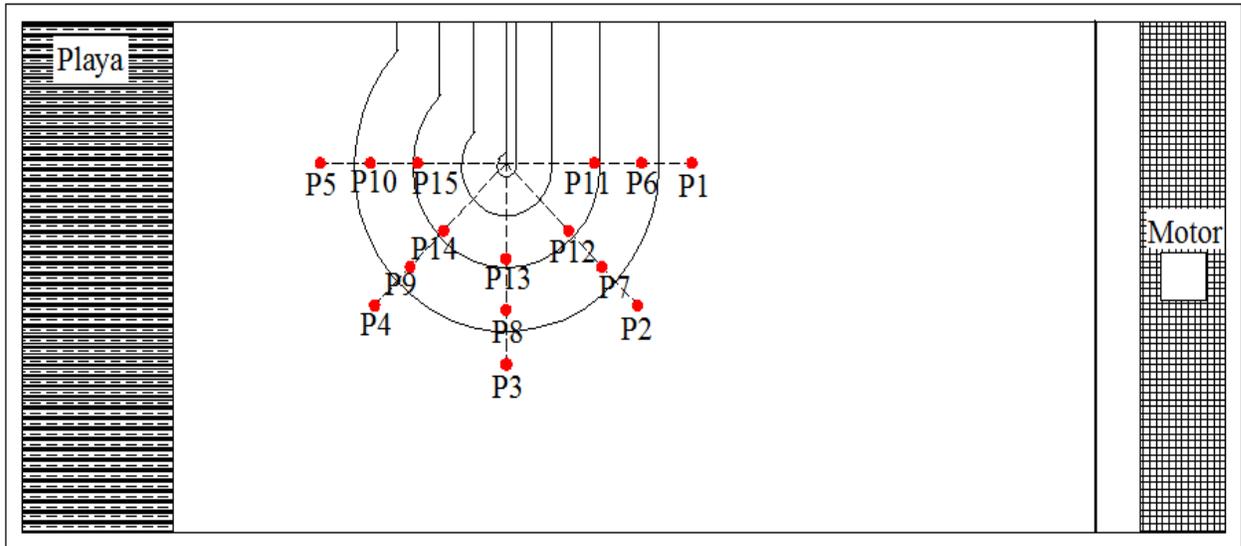


Figura 3.5.3 Nombre y ubicación de los puntos para cada prueba.

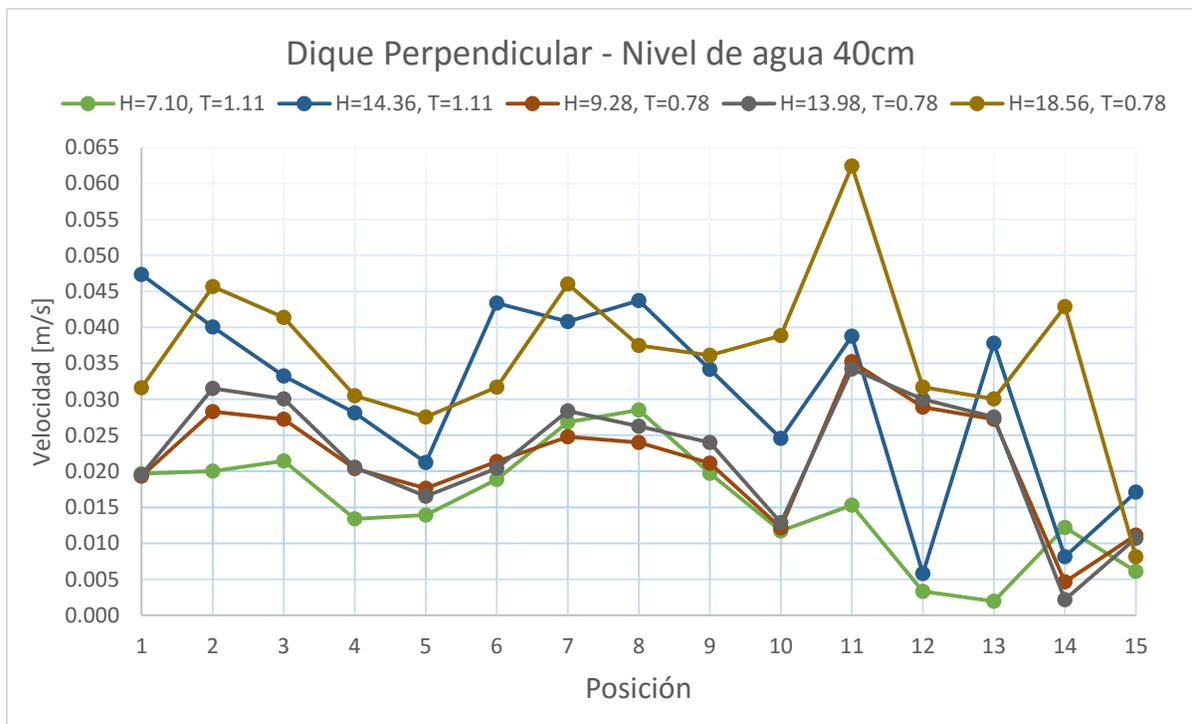


Figura 3.5.4 Gráfica resumen para el dique perpendicular, profundidad 40 cm

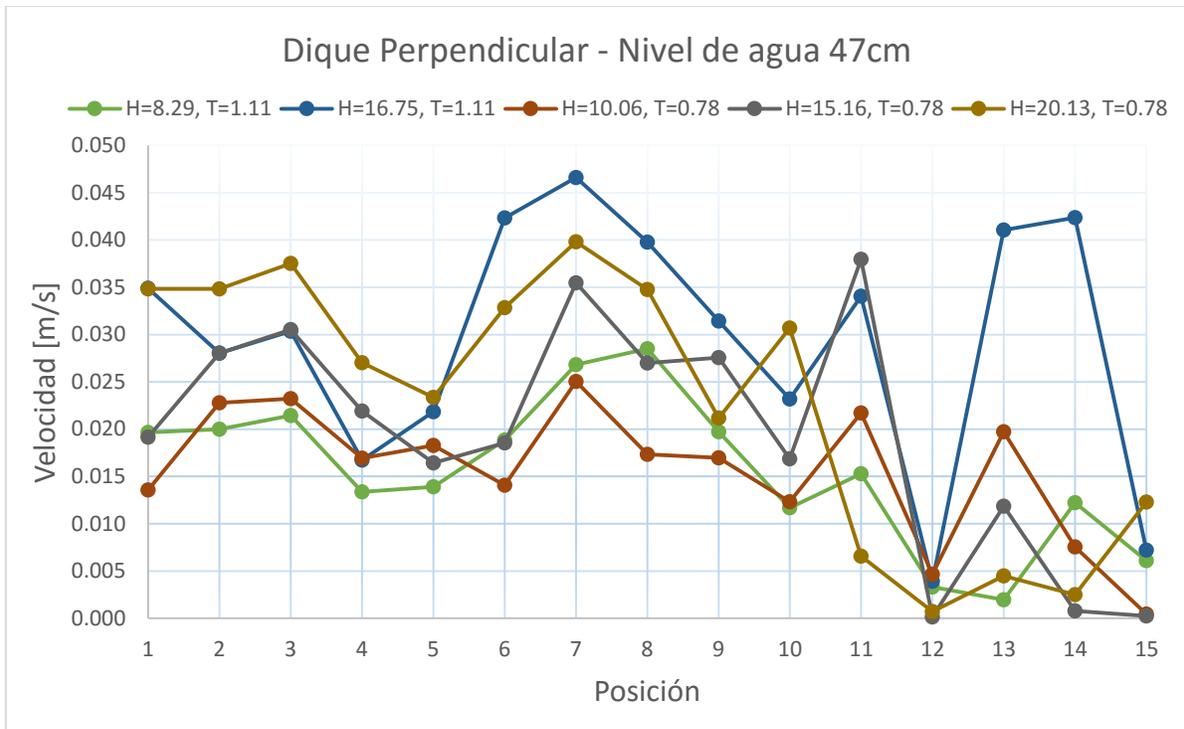


Figura 3.5.5 Gráfica resumen para el dique perpendicular, profundidad 47 cm

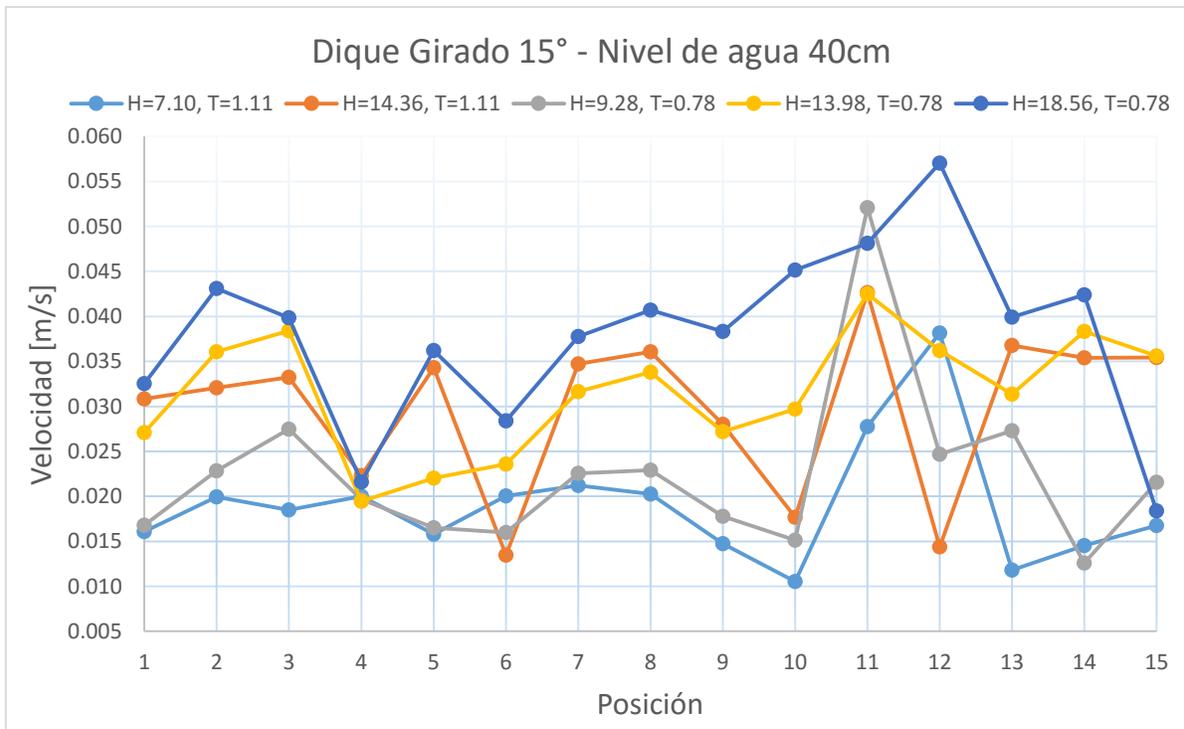


Figura 3.5.6 Gráfica resumen para el dique girado, profundidad 40 cm

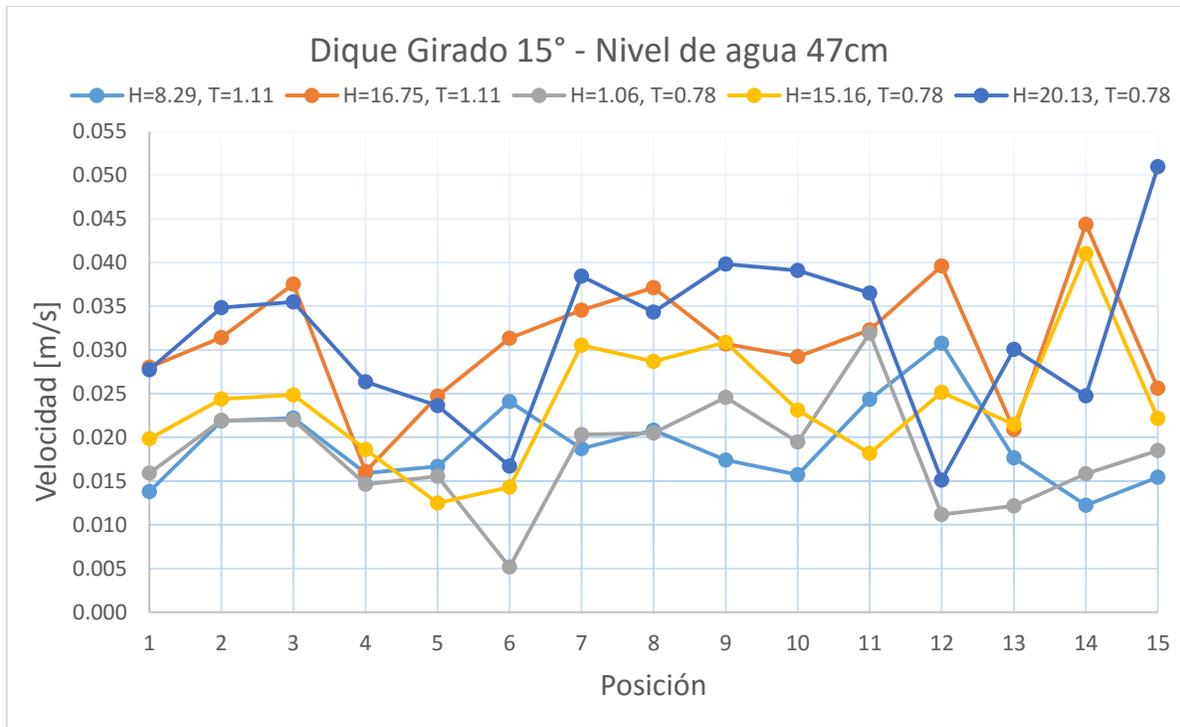


Figura 3.5.7 Gráfica resumen para el dique girado, profundidad 47 cm

Si se observa la posición de los puntos de medición en la Figura 3.5.3 se nota que los primeros 5 puntos corresponden al semicírculo de medición más alejado del morro donde se registran velocidades constantes en todas las gráficas de resultados, esto se debe a que el efecto de reflexión y difracción no es muy notorio en esa zona.

Para el caso del dique perpendicular al oleaje, en las posiciones 6 a 10, se observan cambios más bruscos de las velocidades de punto a punto; en el caso de la Figura 3.5.5 las mayores velocidades se registran en este semicírculo, esto se debe al aumento del nivel del agua (47 cm) y la interacción con el escalón del morro, ya que estos dos factores provocan que la ola se peralte y rompa antes, es por esto que en la Figura 3.5.4, donde el nivel de agua es de 40 cm, las mayores velocidades se observan en el semicírculo más cercano al morro, es decir, en las posiciones 11 a 15.

En la posición 11 y 12 de la Figura 3.5.4 y 3.5.5 se aprecia un fuerte descenso en la velocidad, esto se debe a que en el punto 11 se genera la mayor reflexión, ya que es la posición que se encuentra dentro de la parte horizontal del dique. En contraste con el punto 12, donde empieza la curvatura del morro y ocurre el fenómeno de difracción; la onda incidente es reflejada y ésta choca con la nueva onda incidente, la cual comienza a rodear el obstáculo creando así una zona de turbulencia ya que interactúan varias ondas viajando en diferentes direcciones y, por consecuencia, una disminución en las velocidades medidas. Este cambio brusco de velocidad solo se observa en las pruebas realizadas con el dique perpendicular al oleaje.

Para el caso de las pruebas con el dique girado 15° (Figuras 3.5.6 y 3.5.7) se observa un cambio no tan brusco y no en todos los estados de mar; esto se debe a que la fuerza que incide sobre la estructura girada se divide en dos fuerzas, una perpendicular y otra lateral, ésta última es mayor que cuando la estructura no está girada, lo que hace que el cambio sea más suave.

La zona de sombra de una estructura marítima está definida como la zona que se encarga de proteger dicha estructura; para el caso del modelo las posiciones 5, 10 y 15 son las que se encuentran en la zona

de sombra. Para el caso del dique perpendicular (Figuras 3.5.4 y 3.5.5), estos 3 puntos registran un valor bajo de velocidad en comparación con los medidos en cada semicírculo, lo que era un comportamiento esperado; incluso para el nivel de agua de 40 cm podemos observar que la posición 14 muestra una velocidad aún más baja que la posición 15 y en el caso del nivel de agua de 47 cm los valores son muy parecidos, esto se debe a que es menos volumen de agua chocando con la misma estructura, lo que hace que el dique disipe la misma energía y la zona de protección sea mayor.

Para el caso del dique girado (Figuras 3.5.6 y 3.5.7), las velocidades bajas se observan en las posiciones de la zona de sombra pero también en otras posiciones, como en la 6, la cual se encuentra delante del dique. Los valores bajos de la posición 6 se pueden explicar, como ya se mencionó antes, a que la fuerza incidente se divide en dos debido al giro de la estructura. Se nota también que hay un cambio brusco de velocidad del punto 2 al 3, aún más marcado para el caso del nivel de agua de 40 cm; este cambio se debe a que, debido al giro, las ondas divididas rebotan en las paredes de manera distinta a la que lo hacen con la estructura perpendicular, recorriendo la zona de protección.

Para las 4 pruebas se puede observar un ascenso en las velocidades medidas de la posición 6 a la 7, esto se debe a la reflexión generada por la estructura y a la nueva ola incidente, que en conjunto, muestran mayores velocidades.

Cuando el nivel del agua es de 40 cm se observan mayores magnitudes de velocidad que con el nivel de agua a 47 cm, esto se debe a que el volumen de agua es mayor y la pala generadora es la misma para los dos casos, también influye el tiempo de duración de la prueba, en el caso de este estudio fue de 30 s; como futura línea de investigación se podrían realizar pruebas con diferente duración y estudiar la influencia en las velocidades medidas.

El comportamiento de las velocidades en el dique perpendicular, basado en la teoría, es un comportamiento esperado; con el dique girado no existe algún otro estudio con que comparar; más adelante se hará un análisis y comparación con las simulaciones obtenidas del software COCO.

4.1 WAPO (MMSE)

El software utilizado para la modelación numérica de este trabajo es el WAPO, acrónimo de *Wave Propagation On the Coast*, resuelve la *Modified Mild Slope Equation (MMSE)* o ecuación modificada de la pendiente suave; esta ecuación supone flujo incompresible, homogéneo e irrotacional sobre un fondo $h(x, y)$, siendo x e y las coordenadas cartesianas horizontales. La coordenada vertical z , es positiva hacia arriba y el nivel $z = 0$ se encuentra en el nivel medio del mar. La ecuación de Laplace es derivada de la ecuación de continuidad, aplicando la segunda identidad de Green para la función dependiente de la profundidad $f(z)$, y el potencial de velocidad $\phi(x, y, z, t) = Re(\phi(x, y, t)f(z))$, sustituyendo la condición de frontera cinemática lineal en el fondo impermeable, y la condición lineal de superficie libre mixta para la profundidad variable, se puede derivar la ecuación modificada de la pendiente suave modificada. Incluyendo un factor de disipación, la ecuación, independiente del tiempo, para una onda monocromática, se puede escribir como se muestra a continuación:

$$\nabla_h^2 \psi + K_c^2 \psi = 0 \tag{4.1.1}$$

Donde

$$K_c^2 = (k^2 + i\sigma D) + \frac{r(h)}{I_1} - \frac{\nabla^2 \sqrt{I_1}}{\sqrt{I_1}}, \tag{4.1.2}$$

$$r(h) = I_2 \nabla_h^2 h + (\nabla_h h)^2 \left(\frac{\partial I_2}{\partial h} - I_3 \right), \tag{4.1.3}$$

$$I_1 = \int_{-h}^0 f(z)^2 dz, I_2 = \int_{-h}^0 f(z) \frac{\partial f(z)}{\partial h} dz, I_3 = \int_{-h}^0 \left(\frac{\partial f(z)}{\partial h} \right)^2 dz, \tag{4.1.4}$$

En la Ecuación 4.1.2 a la 4.1.4

$$f(z) = \cosh k(h + z) \coth kh$$

$$\nabla_h = \frac{\partial}{\partial x}, \frac{\partial}{\partial y} \quad \text{gradiente operados horizontal} \tag{4.1.5}$$

$$\psi = (I_1)^{1/2} \phi \quad \text{potencial de velocidad normalizado} \tag{4.1.6}$$

$$z \quad \text{coordenada vertical, positiva hacia arriba} \tag{4.1.7}$$

$$\sigma = \frac{2\pi}{T} \quad \text{frecuencia angular} \tag{4.1.8}$$

$$D = f_D + f_B \quad \text{factor de disipación} \tag{4.1.9}$$

El software WAPO considera la rotura de olas y la disipación por fricción de fondo, donde:

$$f_D = \frac{kC_k}{\sigma h} \left[1 - \left(\frac{C_G}{H_B} \right)^2 \right], \quad (4.1.10)$$

$$f_B = \frac{4}{3\pi} \frac{C_f a \sigma^2}{n g \sinh^3 kh}, \quad (4.1.11)$$

Donde

$$H_B = \gamma h, \quad \text{con } \gamma = 0.8 \quad C_k = 0.15, \text{ y } C_G = 0.4 \quad (4.1.12)$$

$$n = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{2kh}{\sin 2kh} \right), \quad (4.1.13)$$

C_f factor de fricción Darcy-Weisbach

a amplitud local del ola

σ frecuencia angular

La Ecuación 4.1.1 considera dos tipos de condiciones de frontera: a) frontera abierta y b) frontera parcialmente reflejante. La frontera abierta permite completa transmisión de las olas incidentes y las olas salientes. En sus extremos, la condición de frontera parcialmente reflejante tiende a ser totalmente reflejante o absorbente. La Ecuación 4.1.1 y la ecuación de frontera de diferencias finitas son aplicadas a todas las celdas negativas de la malla ingresada, es decir, todas las celdas del dominio donde hay agua. El procesamiento se puede resumir de la siguiente forma: para conservar la memoria de cómputo, la matriz de repuesto se almacena en dos matrices, una contiene los coeficientes complejos y la otra las ubicaciones, el solver construye una ecuación matricial de pequeña banda y luego aplica el método de eliminación de Gauss con pivotamiento parcial para eliminación anticipada. Los resultados intermedios se guardan en el disco duro y la información se transfiere entre las dos matrices durante el procesamiento, esto continua hasta que todos los datos de la matriz son procesados, y finalmente, la sustitución posterior comienza leyendo el último de los datos guardados como entradas y se repite hasta que todos los bloque se hayan leído y procesado (Silva et al., 2010).

Para generar la malla se utilizó el software AutoCAD donde se dibujó con medidas reales el estanque de oleaje y las medidas del morro. El software WAPO arroja como resultados dos archivos, uno llamado AMP y otro SUP, refiriéndose a los resultados de amplitud y superficie, respectivamente. En la Figura 4.1.1 se muestra la malla que se ingresó al programa para el procesamiento de datos. En la Figura 4.1.2 se muestran los resultados que arrojó el software WAPO.

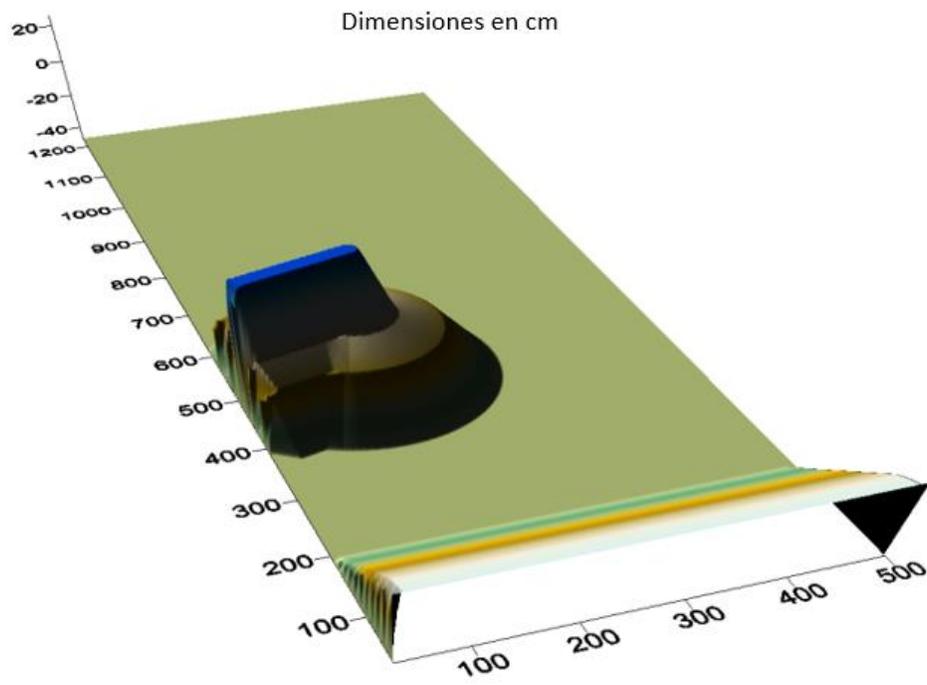


Figura 4.1.1 Malla del estanque de oleaje y el morro para modelación numérica

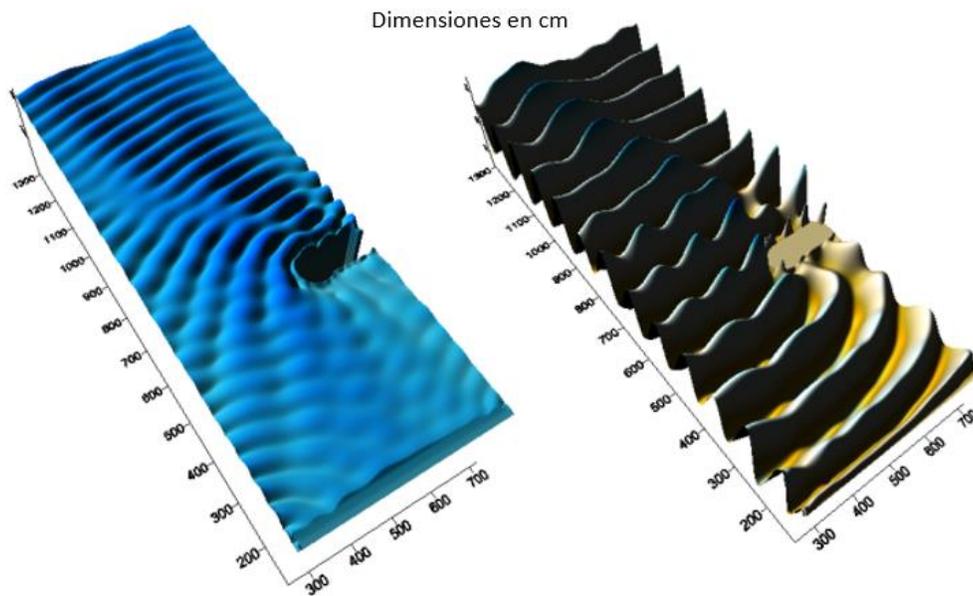


Figura 4.2.2 Resultados arrojados por el WAPO; superficie (izquierda) y amplitud (derecha)

4.2 COCO (NLSWE)

El software COCO es acrónimo de Corrientes Costeras, resuelve la ecuación *Non Linear Shallow Water Equations (NLSWE)* o ecuaciones no lineales de aguas someras. El movimiento oscilatorio en escalas de tiempo de las ondas del viento puede inducir movimiento en la superficie libre y campos de corrientes de una escala de tiempo más largo que el periodo de onda correspondiente; las ecuaciones que rigen estos flujos son las ecuaciones de aguas someras obtenidas de las ecuaciones de Navier-Stokes, calculadas en tiempo y profundidad. En un sistema de coordenadas horizontal cartesiano con los ejes (x, y) situados sobre el nivel del agua inmóvil y el eje z apuntando hacia arriba, se puede escribir de la siguiente manera:

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial(uh)}{\partial x} + \frac{\partial(vh)}{\partial y} = 0, \quad (4.2.1)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial(uh)}{\partial t} + \frac{\partial(u^2h)}{\partial x} + \frac{\partial(uvh)}{\partial y} - \left(\frac{\partial(\varepsilon hu_x)}{\partial x} + \frac{\partial(\varepsilon hu_y)}{\partial y} \right) \\ = \frac{\tau_{wx} - \tau_{bx}}{\rho} - gh \frac{\partial \eta}{\partial x} + hfv - \frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial S_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial S_{yy}}{\partial y} \right), \end{aligned} \quad (4.2.2)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial(vh)}{\partial t} + \frac{\partial(uvh)}{\partial x} + \frac{\partial(v^2h)}{\partial y} - \left(\frac{\partial(\varepsilon hv_x)}{\partial x} + \frac{\partial(\varepsilon hv_y)}{\partial y} \right) \\ = \frac{\tau_{wy} - \tau_{by}}{\rho} - gh \frac{\partial \eta}{\partial y} + hf u - \frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial S_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial S_{yy}}{\partial y} \right), \end{aligned} \quad (4.2.3)$$

Donde

η	elevación de la superficie libre
u, v	componentes del vector de velocidad
$h = (h_s + \eta)$	donde h_s es el nivel de agua inmóvil
ε	viscosidad inducida
τ_{wi}	tensiones superficiales
τ_{bi}	tensiones de fricción de fondo
f	parámetro de Coriolis
S_{ij}	componentes del tensor de radiación

Las ecuaciones 4.2.1 a 4.2.3 se discretizan espacialmente, utilizando volúmenes finitos sobre una cuadrícula rectangular con la función de flujo de Roe utilizada para representar los términos convectivos no lineales, para los cuales la ecuación de aguas someras (SWE), en forma integral, puede escribirse como:

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{\Omega} \mathbf{q} d\Omega + \oint_S \hat{\mathbf{f}} dS = \int_{\Omega} \mathbf{h} d\Omega \quad (4.2.4)$$

Donde

$$\mathbf{q} = \begin{bmatrix} \eta \\ uh \\ vh \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{h} = \begin{bmatrix} 0 \\ \frac{\tau_{wx} - \tau_{bx}}{\rho - g\eta S_{0x}} + hfv - \frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial S_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial S_{xy}}{\partial y} \right) \\ \frac{\tau_{wy} - \tau_{by}}{\rho - g\eta S_{0y}} + hf u - \frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial S_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial S_{yy}}{\partial y} \right) \end{bmatrix}$$

Ω es el dominio del problema

S es la frontera de Ω

$\hat{\mathbf{f}} = \mathbf{f}^l - \varepsilon \mathbf{f}^v$ es la función de flujo del vector

$\mathbf{f}^l, \mathbf{f}^v$ flujo no viscoso y viscoso, respectivamente

$$\mathbf{f}^l = \begin{bmatrix} uhn_x \\ \left(u^2 h + \frac{g[\eta^2 + 2\eta h_s]}{2} \right) n_x + uvhn_y \\ uvhn_x + \left(v^2 h + \frac{g[\eta^2 + 2\eta h_s]}{2} \right) n_y \end{bmatrix}, \mathbf{f}^v = \begin{bmatrix} 0 \\ \left(h \frac{\partial u}{\partial x} \right) n_x + \left(h \frac{\partial u}{\partial y} \right) n_y \\ \left(h \frac{\partial v}{\partial x} \right) n_x + \left(h \frac{\partial v}{\partial y} \right) n_y \end{bmatrix} \quad (4.2.5)$$

Donde

n_x, n_y componentes del vector normal a S

ρ densidad del agua

S_{0i} pendiente de fondo en dirección i

τ_{wi} tensiones tangenciales en la superficie

τ_{bi} tensiones cortantes en el fondo

S_{ii} componentes del tensor de radiación

La estimación de fluidos no viscosos se hizo utilizando la función de flujo de Roe, expresada en la Ecuación 4.2.6 y los flujos viscosos son evaluados con un esquema central de diferencias finitas

$$\mathbf{f}_{i,j}^l = \frac{1}{2} [\mathbf{f}^l(q_{i,j}) + \mathbf{f}^l(\overline{q}_{i,j}) - |A|(q_{i,j} - \overline{q}_{i,j})] \quad (4.2.6)$$

Donde

$q_{i,j}, \overline{q}_{i,j}$ condiciones de Riemann reconstruidas en la interfaz de la celda

Las soluciones numéricas consisten en calcular las condiciones de Riemann y las funciones de flujo (no viscoso y viscoso) a cada lado de las celdas, el cual se añade a la evaluación del término fuente, dando así el lado correcto de la ecuación. Para este último, el tensor de radiación para una onda progresiva que se desplaza con la dirección θ desde el eje x es:

$$S = \frac{\rho g a^2}{4} \begin{pmatrix} S_{xx} & S_{xy} \\ S_{yx} & S_{yy} \end{pmatrix} = \frac{\rho g a^2}{4} \begin{pmatrix} \frac{2C_g}{C} \cos^2 \theta + \left(\frac{2C_g}{C} - 1\right) & \frac{C_g}{C} \cos \theta \sin \theta \\ \frac{C_g}{C} \cos \theta \sin \theta & \frac{2C_g}{C} \sin^2 \theta + \left(\frac{2C_g}{C} - 1\right) \end{pmatrix} \quad (4.2.7)$$

Donde

C, C_g son las celeridades de onda y grupos, respectivamente
 a amplitud de onda local

La integración del tiempo se hace utilizando una técnica de segundo orden de Adam-Bashford, definida como: (Silva et al., 2010)

$$\mathbf{q}_i^{n+1} = \mathbf{q}_i^n + \frac{\Delta t}{V_i^n} \left(\frac{3}{2} \frac{\partial V \mathbf{q}}{\partial t} \Big|_i^n - \frac{1}{2} \frac{\partial V \mathbf{q}}{\partial t} \Big|_i^{n-1} \right) \quad (4.2.8)$$

El software COCO utiliza uno de los archivos de resultados del software WAPO, el archivo de la malla generada y un archivo de parámetros para la modelación. Como resultado arroja archivos (.DAT) con una matriz de datos que se pueden graficar por su posición y valor de velocidad. En las Figuras 4.3.1 a 4.3.4 se muestran los resultados obtenidos de las modelaciones numéricas del COCO.

4.3 RESULTADOS Y COMPARACIÓN

La Figura 4.3.1 muestra el resultado gráfico de la simulación con ayuda del software Surfer 13. La imagen indica en qué parte del dique se encuentran concentradas las zonas de mayor magnitud de velocidades; los valores más altos, en color rojo, se encuentran en las zonas más cercanas al dique y en la parte de la playa, esto se debe a que el software registra los valores de las olas que rompen tanto en el dique como en la playa y es por esto que los valores son mayores a los registrados en el trabajo experimental. El color verde predomina en los puntos donde las mediciones experimentales mostraron los valores más altos (posición 11 para el nivel de agua de 40 cm y posición 7 para el nivel del agua de 47 cm, de la Figura 3.5.3), en estas zonas, como se explicó anteriormente, es donde se presentan los fenómenos de reflexión y difracción.

En la zona de sombra se observa que predomina el color morado, que son las velocidades más bajas, por lo que teóricamente el comportamiento de interacción entre el dique y el oleaje es el esperado. A continuación, de la Figura 4.3.2 a la 4.3.5, se muestran las gráficas de las velocidades medidas para las posiciones utilizadas en el trabajo experimental (Figura 3.5.3), con el fin de realizar una comparación de resultados.

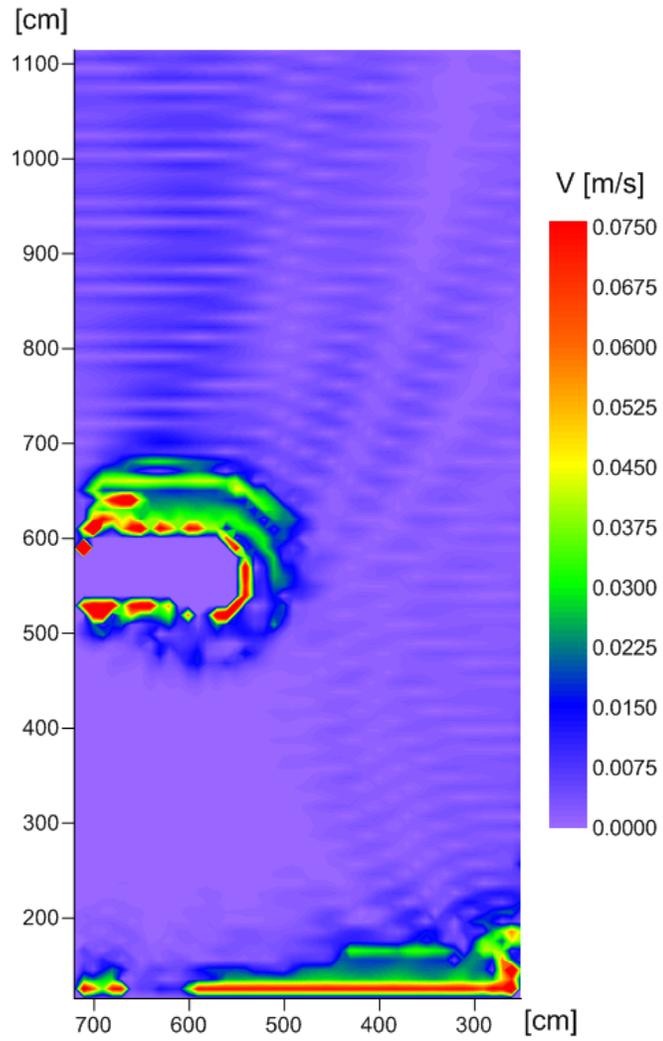


Figura 4.3.1 Resultados gráficos COCO, dique perpendicular, profundidad 40 cm

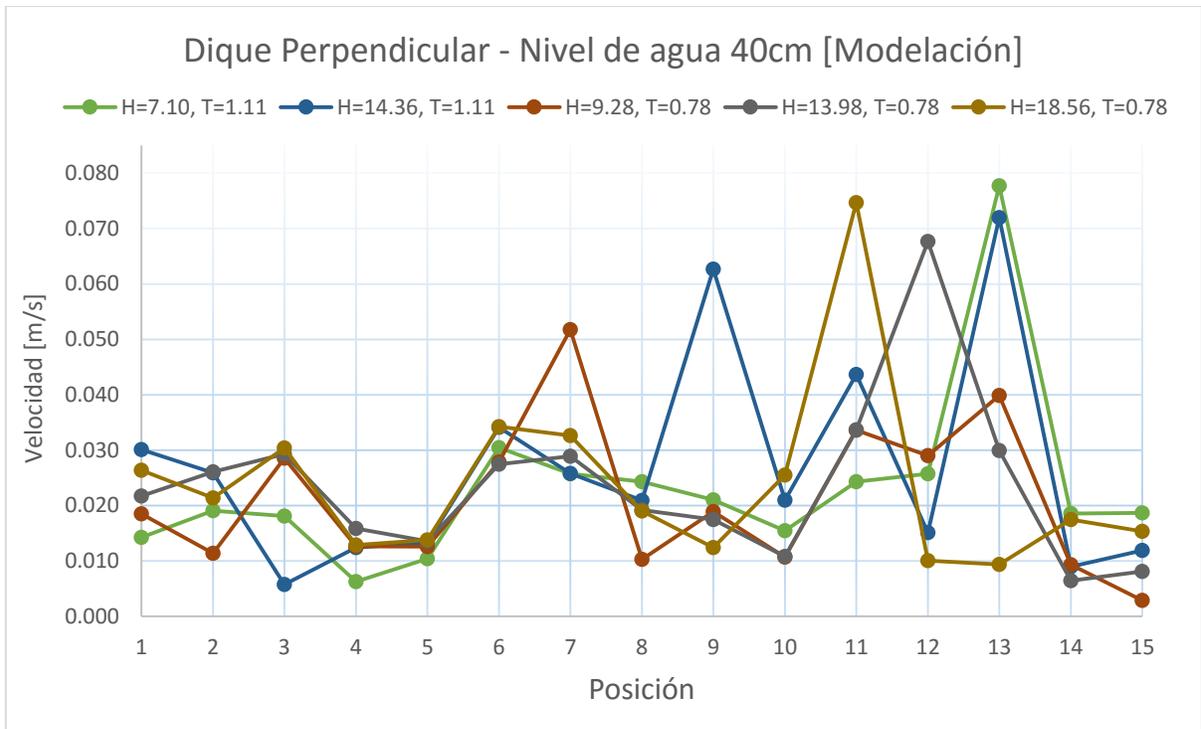


Figura 4.3.2 Gráfica resumen para el dique perpendicular, profundidad 40 cm [Modelación]

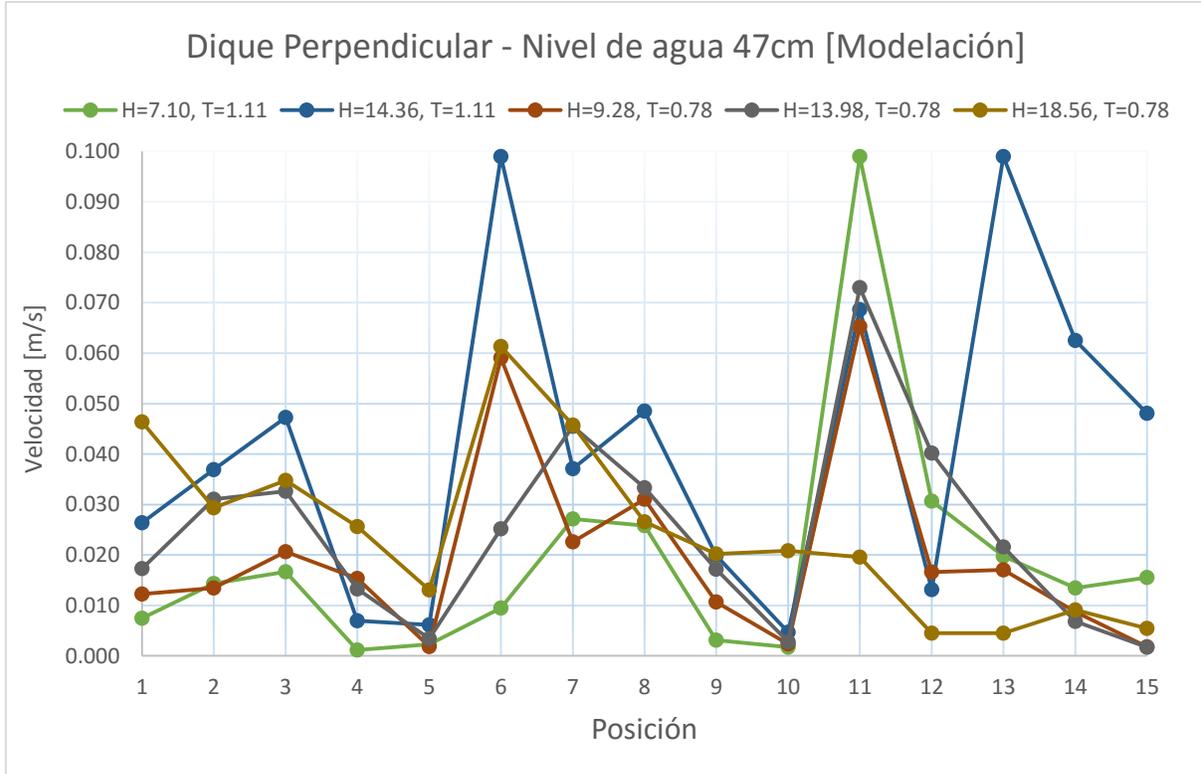


Figura 4.3.3 Gráfica resumen para el dique perpendicular, profundidad 47 cm, [Modelación]

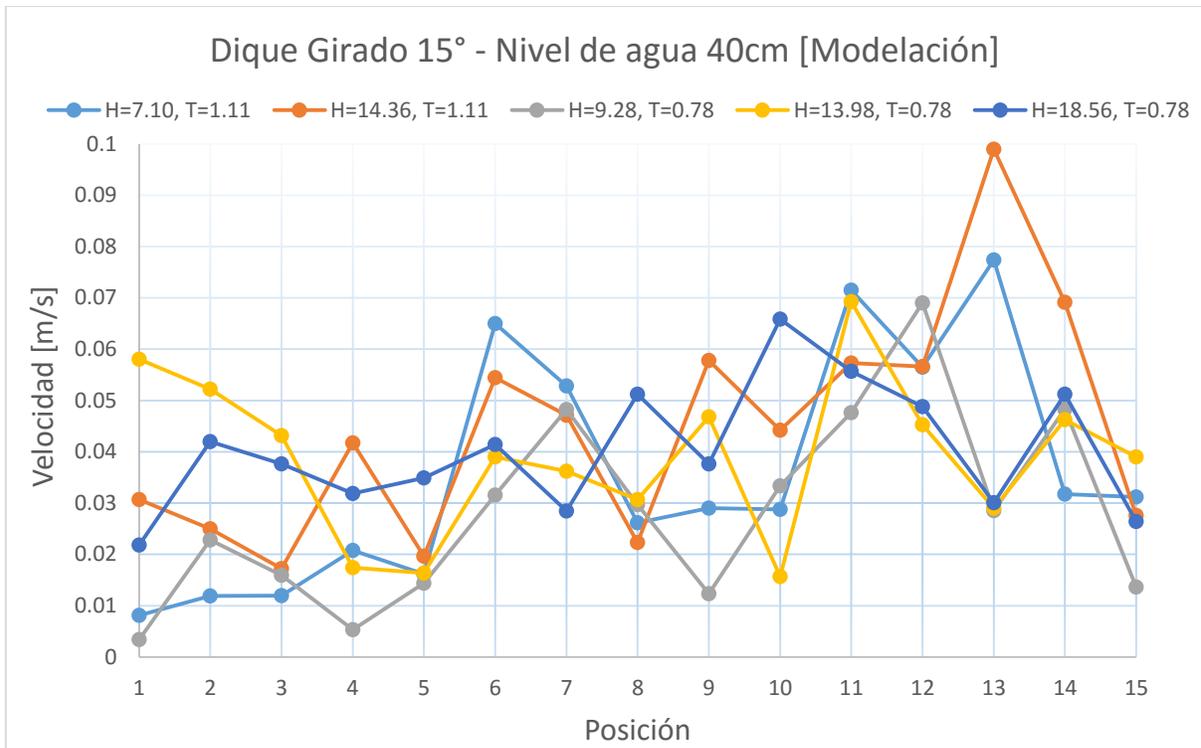


Figura 4.3.4 Gráfica resumen para el dique girado, profundidad 40 cm, [Modelación]

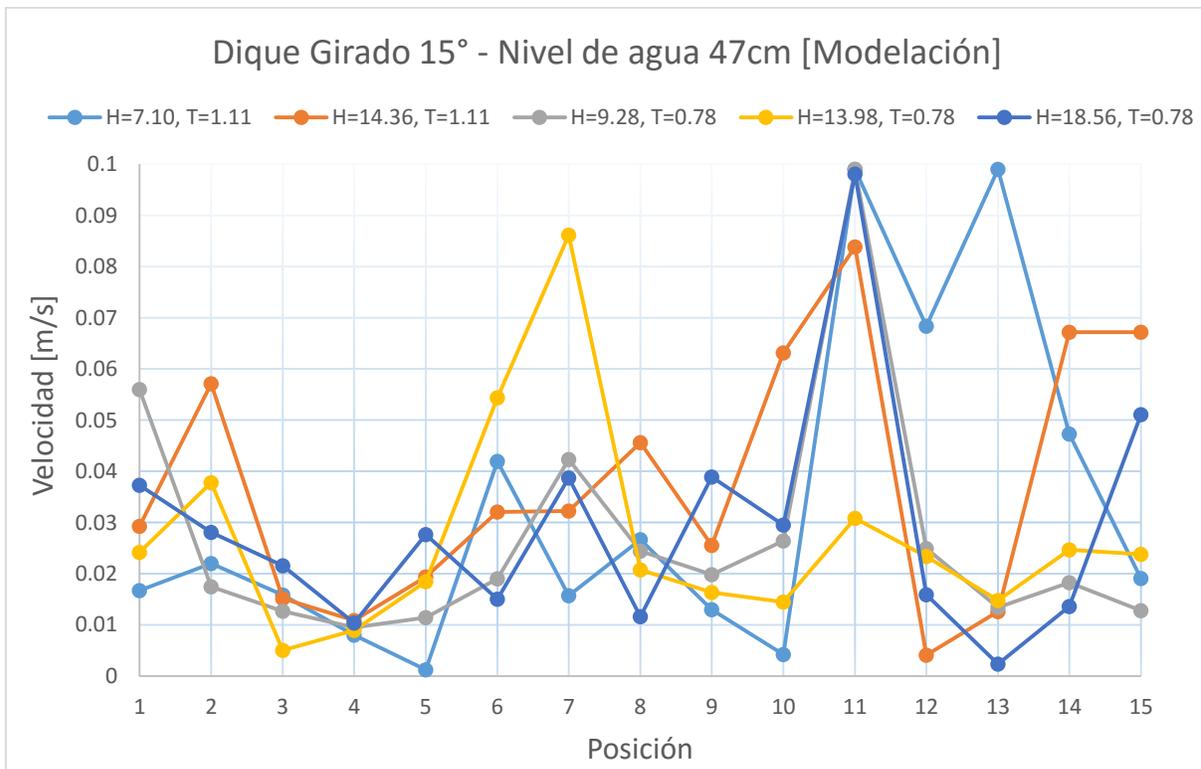


Figura 4.3.5 Gráfica resumen para el dique girado, profundidad 47 cm, [Modelación]

Se observa en las cuatro figuras anteriores que el comportamiento, en cuanto a la magnitud de velocidad, es parecido a las mediciones experimentales, ya que los valores más altos se encuentran en las posiciones 11-15; es decir, las posiciones que se encuentran en el semicírculo más cercano al morro.

Para el caso del dique perpendicular al oleaje (Figura 4.3.2 y 4.3.3) se puede observar un comportamiento parecido ya que en la posición 12 hay magnitudes de velocidad bajas, lo que significa, como se explicó anteriormente, que en esta zona más pegada al dique es donde interactúan el fenómeno de difracción y reflexión ocasionando una zona de turbulencia. Asimismo, se puede observar en las posiciones 4 y 5 una cierta disminución de las magnitudes de velocidad, esto se debe a que dichas posiciones se encuentran en la zona de sombra de la estructura.

Para el caso del dique girado (Figura 4.3.4 y 4.3.5) se observa un comportamiento parecido al experimental, ya que de la posición 2 a la 3 se presenta un descenso en la magnitud de la velocidad; esto debido a que la fuerza que impacta al dique y se divide en dos.

En comparación con las cuatro gráficas obtenidas del trabajo experimental (Figura 3.5.4 a 3.5.7), en las cuatro gráficas anteriores se puede observar que los cambios de velocidad de punto a punto son más bruscos, así como picos con velocidades muy altas (0.099), esto se debe a que los resultados de la modelación numérica se obtuvieron de la generación de una malla con coordenadas x,y,z , donde x e y son las coordenadas de la ubicación y z el valor de la velocidad en ese punto, debido a que la malla que se utilizó no fue lo necesariamente fina, al momento de ubicar las posiciones utilizadas en el trabajo experimental algunas de ellas no coincidían exactamente en algún punto de la malla, lo que llevo a utilizar el valor más cercano a la posición buscada.

La variación en la magnitud de los valores de velocidad obtenidos del trabajo experimental, y de la modelación numérica, posiblemente se deba a que el perfil de velocidades medido experimentalmente tiene forma parabólica, lo que implica que las velocidades tienden a ser menores cerca del fondo; característica que se buscó en las mediciones experimentales. En contraste, la modelación numérica hace un promedio de la vertical obtenida en el punto de interés, lo que causa una diferencia en la magnitud de los valores puntuales medidos.

El constante monitoreo de las estructuras de protección costera es debido a la gran importancia que las actividades portuarias representan para muchos países hoy en día. El estudio y análisis de los modos de falla de dichas estructuras es un tema primordial en la ingeniería costera, así como el objetivo de este trabajo.

Las mediciones del trabajo experimental para el caso del dique perpendicular al oleaje, comparadas con los resultados obtenidos de la modelación numérica, muestran que existe una correlación aceptable, ya que los puntos con mayor magnitud de velocidad se encuentran en las zonas más cercanas al morro; esto relacionado con los modos de falla, que comúnmente se presentan en estructuras instaladas como la socavación, licuefacción y transporte de sedimentos, contribuye a reforzar dichas zonas en la etapa de diseño de la estructura para prevenir alguna falla que comprometa la estabilidad de la misma, y así prolongar la vida útil o el periodo de mantenimiento y rehabilitación. Considerando lo anterior, el diseño de la estructura de protección podría contemplar la colocación de piezas de tamaño un poco mayor en las zonas donde se presentan mayores velocidades y piezas más pequeñas en las zonas de sombra donde las velocidades tienden a ser menores.

Para las mediciones del dique girado 15° al oleaje incidente, se observa un aumento en las velocidades cercanas al morro, esto nos lleva a concluir que existe una relación entre el aumento de las velocidades y el ángulo de giro de la estructura; dicho aumento de velocidades también provoca una agitación en la zona de sombra, como se notan en los resultados de la modelación matemática donde dicha zona ya no se encuentra exactamente detrás de la estructura.

La limitante más importante del presente estudio fue la modelación en un software 2D ya que el cálculo de la magnitud de la velocidad se hace por medio del promedio de los valores de la vertical, a diferencia de las mediciones obtenidas del trabajo experimental que se toman del perfil de velocidades natural, generalmente representado por una curva; dicha limitante se podría mitigar haciendo una modelación en un software 3D. Otra limitante de la modelación matemática fue la calidad del mallado, ya que algunos de los puntos de medición experimental no coincidieron exactamente con los nodos del mallado, lo que llevó a promediar los nodos circundantes para obtener una magnitud suavizada; lo anterior se puede corregir si se hace un mallado mucho más fino lo cual requiere una herramienta computacional de mayor calibre.

En relación con la estabilidad de la estructura, se observó durante el experimento que el movimiento de piezas fue menor en el caso del dique girado 15° , esto significa que la estructura tiene mayor estabilidad debido a que el oleaje incidente al chocar con la estructura se divide en dos fuerzas, una perpendicular y otra lateral, lo que provoca que ninguna de las dos sea tan fuerte para mover piezas como es el caso en el dique perpendicular al oleaje.

Como futura línea de investigación se propone analizar las consecuencias de probar diferentes ángulos de giro, haciendo mediciones en los mismos puntos y hacer una comparación de magnitudes de velocidad para llegar al criterio de diseño más eficiente; de ser posible contar con más dispositivos de medición para obtener un banco de datos más amplio y, aunado a los nuevos ángulos de giro, hacer un análisis más extenso tomando como base los resultados del presente trabajo.

Otra futura línea de investigación se podría consistir en la modelación matemática; tomando en cuenta la relación de los resultados obtenidos en este trabajo, se podrían hacer simulaciones con diferentes geometrías del morro. Por ejemplo, se realizaría una simulación con el perfil del morro en talud para diferentes ángulos y hacer una comparación de magnitudes de velocidad; de no existir diferencia significativa en los resultados, podría modificarse el diseño del morro a uno más económico, ya que en la instalación de diques el acomodo de las piezas mientras más específico, los diques son más costosos.

REFERENCIAS

- Allsop, N., & Hettiarachchi, S. (1988). Reflections From Coastal Structures. *Coastal Engineering Proceedings*, 1(21), 782–794. <https://doi.org/10.9753/icce.v21>.
- Bras, C. A. P. A. O., & Omo, M. A. T. (2014). Obras Marítimas Tomo III.
- Briggs, M. J., Thompson, E. F., & Vincent, C. L. (1995). Wave diffraction around breakwater. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, 121(1), 23–35. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-950X\(1995\)121:1\(23\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-950X(1995)121:1(23))
- Burcharth, H. F., & Frigaard, P. B. (1987). Aalborg Universitet Reshaping Breakwaters Proceedings of the Berm Type Breakwater Conference Publication date :
- Del, J., Morales, V., & Mendoza, E. (2016). XXVII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA AIIIH DIQUES ROMPEOLAS DE PIEZAS SUELTAS CON PERFIL EN S, (2006).
- Goda, Y. (2000). *Random Seas and Design of Maritime Structures*.
- Hall, K. R., & Foster, D. N. (1990). Internal and external pressure measurements in reshaped breakwaters.
- 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)
- Kirca, V. S. O., Sumer, B. M., & Fredsoe, J. (2013). Residual Liquefaction of Seabed under Standing Waves. *Journal of Waterway Port Coastal and Ocean Engineering*, 139(6), 489–501. [https://doi.org/Doi 10.1061/\(Asce\)Ww.1943-5460.0000208](https://doi.org/Doi 10.1061/(Asce)Ww.1943-5460.0000208)
- Losada, M. A., Dalrymple, R. A., Vidal, C., Losada, M. A., Dalrymple, R. A., & Vidal, C. (1990). Water Waves in the Vicinity of Breakwaters. *Journal of Coastal Research*, (7), 119–137.
- 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.
- Mutlu Sumer, B. (Technical University of Denmark, D. (2014). *Liquefaction Around Marine Structures*.
- Quiñones, J. L. (2006). Estabilidad De Diques En Talud. *Programa De Maestría Y Doctorado En Ingeniería*. Retrieved from <http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.100/1652/quiñoneshuerta.pdf?sequence=1>
- Silva-Casarín, R. (1995). Tesis doctoral. <https://doi.org/10.1174/021435502753511268>
- Silva, R., Baquerizo, A., Losada, M., Angel, & Mendoza, E. (2010). Hydrodynamics of a headland-bay beach-Nearshore current circulation. *Coastal Engineering*, 57(2), 160–175. <https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2009.10.003>
- Silva, R., Borthwick, A. G. L., & Taylor, R. E. (2005). Numerical implementation of the harmonic modified mild-slope equation. *Coastal Engineering*, 52(5), 391–407. <https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2004.12.009>
- Sorensen, R. M. (2006). *Basic Coastal Engineering Basic Coastal. Environmental Engineering*.

<https://doi.org/10.1007/b101261>

Sumer, B. M., Whitehouse, R. J. S., & Tørum, A. (2001). Scour around coastal structures: a summary of recent research. *Coastal Engineering*. [https://doi.org/10.1016/S0378-3839\(01\)00024-2](https://doi.org/10.1016/S0378-3839(01)00024-2)

van der Meer, J. W. (1988). Deterministic and Probabilistic Design of Breakwater Armor Layers, *114*(1), 66–80.

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>