



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Estudio del desempeño
hidráulico de una pantalla
deflectora sobre rompeolas
de piezas sueltas**

TESIS

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

P R E S E N T A

Andrés Vázquez López

DIRECTOR DE TESIS

Dr. Edgar Gerardo Mendoza Baldwin



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2018

Contenido

Índice de Figuras	III
Índice de Tablas	V
Resumen	X
Abstract	XI
Introducción:	1
Motivación:	1
Estado del arte:	3
Objetivos	18
Organización del trabajo:	19
Capítulo 1: Análisis de series de oleaje.....	21
1.1 Definición de oleaje:	21
1.2 El oleaje como proceso estocástico	32
1.3 Análisis de series de tiempo:.....	35
1.4 Estudio de ondas en el dominio del tiempo	43
1.5 Funciones ortogonales y series de Fourier:	53
1.6 Estudio de ondas en el dominio de la frecuencia:	55
1.6.1 Análisis espectral digital de series temporales.....	57
Capítulo 2: Estrategias de Defensa Portuaria	68
2.1 Zona de abrigo:	70
2.2 Tipo de estructuras	71
Capítulo 3: Experimento de dique con espaldón.....	90
3.1 Descripción del método físico	91
3.2 Descripción del método matemático	93
3.3 Resultados	96
3.4 Comparativa de los valores experimentales y Martin <i>et al.</i> (1999)	117
Capítulo 4 Conclusiones y recomendaciones	125
4.1 Conclusiones.....	125
4.2 Recomendaciones.....	127
Bibliografía y Referencias	129

Índice de Figuras

FIGURA 1. SISTEMA PORTUARIO NACIONAL (HTTPS://WWW.GOB.MX/CMS/UPLOADS/ATTACHMENT/FILE/116761/SISTEMA_PORTUARIO_NACIONAL.PDF).....	1
FIGURA 2. IRIBARREN Y NOGALES MÉTODO GRÁFICO (ADAPTADA POR RUIZ (2012))	4
FIGURA 3. FORMAS DE ROTURA DE OLA DE ACUERDO AL NÚMERO DE IRIBARREN (ADAPTADA DESDE HTTPS://EN.WIKIPEDIA.ORG/WIKI/IRIBARREN_NUMBER#/MEDIA/FILE:BREAKING_WAVE_TYPES.SVG)..	8
FIGURA 4. MÉTODO DE GÜNBAK Y GÖKCE (TOMADA DE RUIZ (2012))	9
FIGURA 5. VALORES DE JENSEN ET AL. (TOMADA DE RUIZ (2012))	11
FIGURA 6. DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES SEGÚN MARTIN ET AL. (1999) (TOMADA DE RUIZ (2012))	15
FIGURA 7. DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES PROPUESTA POR PEDERSEN (1996) (TOMADA DE RUIZ ET AL. (2013))	16
FIGURA 8. VOLÚMENES DEFINIDOS PARA EL MÉTODO DE PEDERSON (1996) (TOMADA DE RUIZ (2012)) ..	17
FIGURA 1. 1 MOVIMIENTO DEL AGUA EN EL OLEAJE (TOMADA DE HTTPS://WWW.SLIDESHARE.NET/SAMUILPLAMENOV/OCEAN-WAVES-PRESENTATION).....	22
FIGURA 1. 2 CLASIFICACIÓN DEL OLEAJE EN RELACIÓN CON SU PERIODO DE OLA (TOMADA DE MUNK (1950))	24
FIGURA 1. 3 ENERGÍA DEL OLEAJE DE ACUERDO CON LA FRECUENCIA, Y FUERZAS GENERADORAS Y RESTAURADORAS (TOMADA DE SILVA (2005))	25
FIGURA 1. 4 AMPLITUDES MÁXIMAS REGISTRADAS EN EL TSUNAMI DEL 2004 (TOMADA DE HTTPS://NCTR.PMEL.NOAA.GOV/INDO20041226/FIGURE_1_SIGN.JPG).....	27
FIGURA 1. 5 MAREAS VIVAS Y MUERTAS (TOMADA DE HTTPS://ES.WIKIPEDIA.ORG/WIKI/MAREA#/MEDIA/FILE:MAREAS-3.PNG).....	28
FIGURA 1. 6 OLEAJE LOCAL O 'SEA' (FUENTE: HTTPS://AE01.ALICDN.COM/KF/HTB1VXAVOFXXXXbXXXXQ6xXFXXXx/CUSTOM-3D-FLOOR-MURAL-WALLPAPER-SEA-WATER-WAVE-BATHROOM-3D-FLOOR-MURAL-PVC-WATERPROOF-SELF-ADHESIVE.JPG).....	30
FIGURA 1. 7 OLEAJE DISTANTE O 'SWELL' (FUENTE: HTTPS://LEARNOTOSURFKONA.COM/FEATURED/LEARN-DIFFERENCE-GROUNDSWELL-VS-WIND-SWELL)	31
FIGURA 1. 8 ESTRUCTURA DEL OLEAJE ALEATORIO (TOMADA DE PIERSON ET AL. (1958))	33
FIGURA 1. 9 EJEMPLO DE SERIE DE TIEMPO, TASA DE CAMBIO DE DÓLAR AMERICANO A PESO MEXICANO (FUENTE: HTTP://WWW.BANXICO.ORG.MX/PORTAL-MERCADO-CAMBIARIO/)	38
FIGURA 1. 10 ALISADO EXPONENCIAL (FUENTE: HTTPS://DLEGORRETA.WORDPRESS.COM/2015/04/20/SERIES-CON-TENDENCIA-Y-ESTACIONALIDAD/)	43
FIGURA 1. 11 DIAGRAMA DE FLUJO PARA ANÁLISIS DE SERIES DE TIEMPO (ADAPTADO DE SILVA (2005))	44
FIGURA 1. 12 ZONAS DE AJUSTE LINEAL Y PARABÓLICO (TOMADA DE SILVA (2005))	47
FIGURA 1. 13 ESTUDIO DE LA OSCILACIÓN DEL NORTE MEDIANTE EOFs (FUENTE: HTTPS://CLIMATEDATAGUIDE.UCAR.EDU/CLIMATE-DATA/HURRELL-NORTH-ATLANTIC-OSCILLATION-NAO-INDEX-PC-BASED).....	53
FIGURA 1. 14 TRANSICIÓN DEL DOMINIO DEL TIEMPO AL DOMINIO DE LA FRECUENCIA (ADAPTADA DESDE HTTP://COIMBRAWEB.COM/DOCUMENTOS/COMUNICACION/2.2_DOMINIO_TIEMPOYFREC.PDF).....	56
FIGURA 1. 15 SEÑAL RECTANGULAR (ARRIBA), FUNCIÓN COMO SUMA DE SINUSOIDALES (MEDIO), SINUSOIDALES EN DOMINIO DE LA FRECUENCIA (ABAJO) (ADAPTADA DESDE HTTP://COIMBRAWEB.COM/DOCUMENTOS/COMUNICACION/2.2_DOMINIO_TIEMPOYFREC.PDF).....	56
FIGURA 1. 16 DIAGRAMA DE FLUJO PARA SERIES ESPECTRALES (ADAPTADO DE SILVA (2005))	57
FIGURA 2. 1 DIQUE PARA CONTROL DE SEDIMENTOS (FUENTE: HTTP://GEOAPHYPROJECTRULES.BLOGSPOT.MX/2012/07/BREAKWATERS_08.HTML).....	72
FIGURA 2. 2 ESPIGÓN (FUENTE: HTTP://WWW.OHTMLINNOVACION.COM/SOLUCIONES-TECNOLOGICAS-INNOVADORAS/CUBIPODO/)	73

FIGURA 2. 3 ROMPEOLAS RECONFIGURANTE (ADAPTADA DESDE MCIEEUA-2010)	75
FIGURA 2. 4 ROMPEOLAS SUMERGIDO PARA PROTECCIÓN DE PLAYAS (FUENTE: HTTP://WWW.FORTE.ES/DOCUMENTOS/26/CT-ARRECIFE.PDF)	76
FIGURA 2. 5 ESTRUCTURACIÓN BÁSICA DE UN ROMPEOLAS (TOMADA DE HTTPS://WWW.SLIDESHARE.NET/DAVIDHMOLONEY/SEA-PORT-CONSTRUCTION-PROJECT-EXECUTION- PLAN).....	78
FIGURA 2. 6 CORE-LOCS DE 12 TONELADAS DE PESO (FUENTE: PROPIA)	80
FIGURA 2. 7 DISEÑO DE CAPAS EN ROMPEOLAS DE PIEZAS SUELTAS (ADAPTADA DESDE MCIEEUA-2010)	81
FIGURA 2. 8 PANTALLAS DEFLECTORAS (FUENTE: NOGAARD 2013).....	89
FIGURA 3. 1 ESQUEMA DEL MODELO ENSAYADO (TOMADA DE RUIZ (2012)).....	92
FIGURA 3. 2 DISTRIBUCIÓN DE LOS SENSORES A LO LARGO DEL MODELO (TOMADA DE RUIZ 2012).....	92
FIGURA 3. 3 CONFIGURACIÓN DE “TRES BOLILLO” (TOMADA DE RUIZ 2012).....	93
FIGURA 3. 4 SECCIONAMIENTO DE ONDA (FUENTE: PROPIA)	94
FIGURA 3. 5 RESULTADOS DE RMS Y MÁXIMOS 1 (FUENTE: PROPIA)	97
FIGURA 3. 6 RESULTADOS DE RMS Y MÁXIMOS 2 (FUENTE: PROPIA)	98
FIGURA 3. 7 RESULTADOS DE RMS Y MÁXIMOS 3 (FUENTE: PROPIA)	98
FIGURA 3. 8 RESULTADOS DE RMS Y MÁXIMOS 4 (FUENTE: PROPIA)	99
FIGURA 3. 9 RESULTADOS DE RMS Y MÁXIMOS 5 (FUENTE: PROPIA)	100
FIGURA 3. 10 RESULTADOS DE RMS Y MÁXIMOS 6 (FUENTE: PROPIA)	100
FIGURA 3. 11 RESULTADOS DE RMS Y MÁXIMOS 7 (FUENTE: PROPIA)	101
FIGURA 3. 12 SERIE PRESIÓN – TIEMPO 1 (FUENTE: PROPIA)	102
FIGURA 3. 13 SERIE PRESIÓN – TIEMPO 2 (FUENTE: PROPIA)	102
FIGURA 3. 14 SERIE PRESIÓN – TIEMPO 3 (FUENTE: PROPIA)	103
FIGURA 3. 15 SERIE PRESIÓN – TIEMPO 4 (FUENTE: PROPIA)	104
FIGURA 3. 16 SERIE PRESIÓN – TIEMPO 5 (FUENTE: PROPIA)	104
FIGURA 3. 17 SERIE PRESIÓN – TIEMPO 6 (FUENTE: PROPIA)	105
FIGURA 3. 18 SERIE PRESIÓN – TIEMPO 7 (FUENTE: PROPIA)	105
FIGURA 3. 19 SERIE PRESIÓN – TIEMPO 8 (FUENTE: PROPIA)	106
FIGURA 3. 20 SERIE PRESIÓN – TIEMPO 9 (FUENTE: PROPIA)	106
FIGURA 3. 21 SERIE PRESIÓN – TIEMPO 9 (FUENTE: PROPIA)	107
FIGURA 3. 22 SERIE PRESIÓN – TIEMPO 10 (FUENTE: PROPIA)	107
FIGURA 3. 23 SERIE PRESIÓN – TIEMPO 11 (FUENTE: PROPIA)	108
FIGURA 3. 24 SERIE PRESIÓN – TIEMPO 12 (FUENTE: PROPIA)	108
FIGURA 3. 25 SERIE PRESIÓN – TIEMPO 13 (FUENTE: PROPIA)	109
FIGURA 3. 26 FRECUENCIA DE MOMENTOS MÁXIMOS EN DISTINTOS MOMENTOS DE LA ONDA (FUENTE: PROPIA)	110
FIGURA 3. 27 FRECUENCIA DE SECCIONES POR PROFUNDIDAD DE ESPALDÓN (FUENTE: PROPIA)	111
FIGURA 3. 28 FRECUENCIA DE SECCIONES POR PERIODO DE OLA (FUENTE: PROPIA)	112
FIGURA 3. 29 FRECUENCIA DE SECCIONES POR ALTURA DE OLA (FUENTE: PROPIA)	113
FIGURA 3. 30 MOMENTOS QUE PRESENTAN VALORES MÁXIMOS DIFERENTES DE CERO EN LAS PRESIONES HORIZONTALS (FUENTE: PROPIA).....	114
FIGURA 3. 31 INCIDENCIA DE AMBAS PRESIONES EN EL MÁXIMO MOMENTO (FUENTE: PROPIA)	115
FIGURA 3. 32 FRECUENCIA DE APORTES DE MOMENTOS (FUENTE: PROPIA).....	116
FIGURA 3. 33 VALORES DE M PARA DISTINTAS N (TOMADA DE RUIZ (2012))	117
FIGURA 3. 34 COMPARACIÓN ANALÍTICO-EXPERIMENTAL DE MOMENTOS (FUENTE: PROPIA).....	123
FIGURA 3. 35 COMPARACIÓN ANALÍTICO-EXPERIMENTAL DE LAS PRESIONES	123

Índice de Tablas

TABLA 1.- RANGOS PARA TIPO DE ROTURA DE OLA, ADAPTADA DESDE BATJES (1971), VER FIGURA 3....	6
TABLA 2. VALORES PARA A Y B, TOMADA DE RUIZ ET AL. (2013).....	11
TABLA 3. RANGOS DE VALIDEZ DE LAS FÓRMULAS DE PEDERSEN (RUIZ 2012)	17
TABLA 4. CLASIFICACIÓN DEL OLEAJE (TOMADA DE SILVA 2005)	23
TABLA 5. VALORES PARA A Y C SEGÚN SU Ξ (TOMADA DE MCIEEUA-2010) PARA MATERIALES PERMEABLES	82
TABLA 6. VALORES DE A, B, C Y D PARA MATERIALES PERMEABLES (MCIEEUA-2010)	83
TABLA 7. VALORES DE DISTINTOS TIPOS DE ELEMENTOS PARA LAS ECUACIONES DE DISEÑO DE LA ARMADURA (MCIEEUA-2010)	86
TABLA 8. COMPARATIVA RUIZ - VÁZQUEZ (FUENTE: PROPIA)	118
TABLA 9. PRESIONES VERTICALES CONFRONTADAS RUIZ Y VÁZQUEZ (FUENTE: PROPIA).....	119
TABLA 10. PRESIONES TEÓRICAS Y BRAZOS DE PALANCA PARA DISTINTAS PROFUNDIDADES DE ESPALDÓN (FUENTE: PROPIA)	120
TABLA 11. MOMENTOS ACTUANTES PARA DISTINTAS PROFUNDIDADES DE PANTALLA DEFLECTORA (FUENTE: PROPIA)	120
TABLA 12. PRESIONES CON EL MÉTODO DE MARTIN ET AL. (1999) (FUENTE: PROPIA).....	121
TABLA 13. ERRORES EXPERIMENTALES EN PRESIONES (FUENTE: PROPIA).....	121
TABLA 14. ERRORES EXPERIMENTALES EN MOMENTOS (FUENTE: PROPIA).....	122
TABLA 15. ERRORES EN PRESIONES POR UNIDAD DE ANCHO (FUENTE: PROPIA).....	122
TABLA 16. COMPARACIÓN DE REGISTROS DE PRESIONES EN LOS SENSORES VERTICAL Y HORIZONTAL (FUENTE: PROPIA)	124

“Damna tamen celeres reparant caelestia lunae;

Nos ubi decidimus,

Quo pater Aeneas, quo dives Tullus et Ancus,

Pulvis et umbra sumus.”

Horacio - Odas IV, 7

θυμέ, θύμ', ἀμηχάνοισι κήδεσιν κυκώμενε,
ἴαναδέυ, δυσμενέων δ' ἀλέξεο προσβαλὼν ἐναντίον
στέρονον, ἐνδοκοῖσιν ἐχθρῶν πλησίον κατασταθεῖς
ἀσφαλέως· καὶ μήτε νικέων ἀμφαδὴν ἀγάλλεο,
μηδὲ νικηθεῖς ἐν οἴκῳ καταπεσὼν ὀδύρεο,
ἀλλὰ χαρτοῖσιν τε χαίρε καὶ κακοῖσιν ἀσχάλα
μὴ λίην· γίνωσκε δ' οἷος ῥυσμὸς ἀνθρώπους ἔχει.

Arquíloco, fragmento 128

Dedicatoria

A mi madre, por dar lo que tuvo en sus manos para que siguiéramos mis
hermanos y yo adelante.

A mi padre, cuya afición a la lectura sentó las bases para que fuese yo un
apasionado de la lectura primero y las matemáticas después.

A mis hermanas, que evitaron el desvarío en mi ser y me mantuvieron enfocado
en mi camino universitario.

Agradecimientos

El realizar una carrera universitaria es visto aun hoy día como un logro del cual pocos pueden presumir.

Es por esto que quiero agradecer de manera muy abierta a mis padres, a mis hermanas, a mi hermano.

A mi madre porque aún en momentos de gran necesidad, sin importarle en no ver a sus hijos durante largos periodos de tiempo, sin pedir más que una sonrisa a cambio, siguió apoyándonos.

A mi padre pues su apoyo moral logró que siguiera con mi deseo de cursar una ingeniería tan lejos de mi hogar, buscando la manera de acomodarme en un nuevo lugar al que pudiera llamar “casa”.

A mis hermanas y hermano, pues nunca malpensaron de mí y que aun en estos días me siguen apoyando de múltiples maneras para que yo termine con éxito este trabajo.

También quiero agradecer a mi tía Antonia, pues a pesar de carecer de espacios en su hogar me abrió las puertas y me cedió un lugar donde pasar mis noches como estudiante, y más aún, mis noches como egresado de la licenciatura.

A todos mis amigos de la Universidad: a Chase, Ingrid, y tantos más de la facultad; Gerardo y Marlon que me apoyan desde siempre; y varios que no me da la memoria para mencionar pero a quienes les agradezco.

A Andrea, por ser mi compañía y estar al lado mío.

A mi profesor de latín, Miguel Ángel, por tomarse el tiempo de leer mi trabajo y darme con gusto algunas correcciones sin ser su éste su deber.

Al otrora Programa Universitario México Nación Multicultural, hoy Programa Universitario de Estudios de la Diversidad Cultural y la Interculturalidad, así como a sus directivos, el cual me abrigó como miembro de sistemas de becas y que supuso un enorme auxilio en cuanto a mi desarrollo académico, en especial a Aurea y a Andrea, mis tutoras durante mi estancia en el sistema de becas.

De más está el agradecer a mis profesores, a la Facultad de Ingeniería, y a la UNAM, pues son, en conjunto, parte importante de mi formación académica y profesional, así como a la Universidad de Kyushu, la cual me aceptó entre su nómina en esa corta estancia que estuve en Japón.

Resumen

En México, así como en el mundo, el uso de rompeolas, como sistemas de disipación de energía por oleaje, es muy común. En la actualidad la investigación en el campo de rompeolas con pared deflectora, o espaldón, ha sido minúscula de ahí que se precisa realizar estudios que validen las hipótesis de diseño de estas superestructuras para así mejorar el diseño y por tanto la seguridad de las mismas para con los usuarios. En el presente trabajo se realiza una aproximación al método para validar las hipótesis de Martin *et al.* (1999) que sustentan su método de diseño de rompeolas con espaldón. Llegando a la conclusión que la hipótesis de simultaneidad no sucede en la mayoría de los casos, y que la hipótesis de la subpresión como un valor de la presión pseudohidrostática o de la dinámica es, para el caso de estudio, no enteramente correcta.

Palabras clave: rompeolas, espaldón, pared deflectora, presión, diseño

Abstract

In Mexico, as done in other places in the world, the usage of breakwaters as wave energy dissipation systems is fairly common. In our days, investigation done in the field of breakwaters with crown wall is relatively uncommon, therefore it has become a necessity to perform tests in order to validate the hypothesis used for the design of these superstructures, with this prompting not only a better design, but also a higher security of the final users. In this work an approximation to the work done by Martin *et al.* (1999) has been done to validate the hypothesis found as a basis for their crown wall design method. In conclusion both the simultaneity hypothesis, which does not occur in all cases, and the hypothesis of the subpressure as a value of the pseudohydrostatic pressure or the dynamic pressure, for the case of study, is not completely correct.

Keywords: breakwater, crown wall, pressure, design

Introducción:

Motivación:

México, nombre coloquial por el cual se conoce a los Estados Unidos Mexicanos, ocupa la posición número quince a nivel mundial en cuanto a extensión de litoral se refiere, Agencia Central de Inteligencia (CIA 2015), esto como consecuencia de encontrarse entre dos océanos, a saber, el Océano Pacífico al poniente y el Océano Atlántico al oriente.

Dentro del Sistema Portuario Nacional país se encuentran 117 puertos y terminales, Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT 2012), tanto de altura como de cabotaje, y es común encontrar diques como sistemas de protección en los puertos, figura 1.



Figura 1. Sistema Portuario Nacional
(https://www.gob.mx/cms/uploads/attachment/file/116761/Sistema_Portuario_Nacional.pdf)

En la actualidad se está construyendo el Nuevo Puerto de Veracruz, el cual es una pieza fundamental dentro del Programa Nacional de Infraestructura y se espera que en la primera etapa de operación, que iniciará en 2018, tenga una carga de 60 millones de toneladas y al iniciar la segunda etapa de operación, en 2024, tenga una capacidad de 90 millones de toneladas de mercancías SCT (2017).

De acuerdo con estadísticas presentadas por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, al año 2008 se construyeron alrededor de 150 km de obras de protección portuaria, SCT (2008).

Debido a la naturaleza protectora del sistema conocido como rompeolas, los usos del sistema han ido más allá de la simple salvaguardia de los puertos, siendo utilizados como espacios turísticos o a manera de caminos que comunican la orilla del puerto con la parte agua mar adentro del puerto mismo.

Por esta razón, y como resultado del poco uso que se la ha dado a una variación del rompeolas, el rompeolas con pared deflectora o “espaldón”, se ha decidido continuar con el estudio realizado por (Ruiz 2012) al modelo del rompeolas ubicado en el proyecto Energía Costa Azul, posicionado a 200 metros de la costa a 23 km al norte de Ensenada, Baja California.

Con este estudio se pretende conocer con más detalle el funcionamiento de esta estructura y de tal modo que se logre un mejor entendimiento del desempeño de este sistema para futuros proyectos que prevean el uso de diques de piezas sueltas con pared deflectora.

Estado del arte:

Es sabido que a nivel nacional, y no solo a nivel mundial, el uso de rompeolas con espaldón ha sido escaso, Ruiz (2012), esto ocasionado por desconocimiento, en general, de su funcionamiento. Sin embargo, han sido varios los proyectos de investigación que han tratado de desentrañar el funcionamiento interno de estas construcciones. A continuación se presentan los modelos de diseño y estudio que se han desarrollado para estas estructuras.

1. Método de Iribarren y Nogales (1964)

El primer modelo diseñado para el estudio de diques con pared deflectora fue propuesto por Iribarren y Nogales (1964), utilizando datos obtenidos en campo.

Ellos fueron unos de los primeros en proponer una metodología para hacer el cálculo de las presiones horizontales sobre la pared, la cual es considerado como un método gráfico (Ruiz *et al.* 2013). La figura 2, adaptada por Ruiz (2012), muestra las consideraciones tomadas por estos investigadores para su método de diseño.

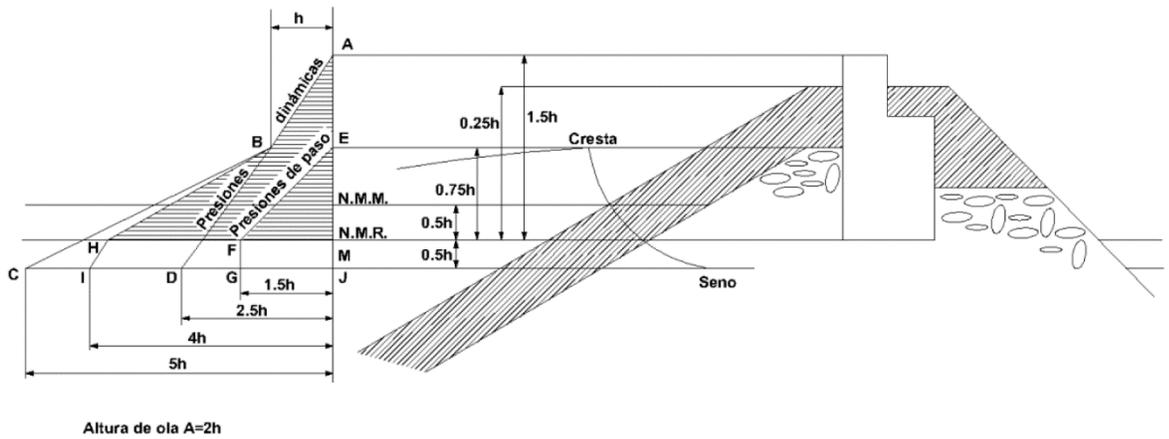


Figura 2. Iribarren y Nogales método gráfico (adaptada por Ruiz (2012))

Se debe, además, aclarar la nomenclatura utilizada por ellos, definiendo A como la altura de ola, h como la amplitud, y H como el calado. De sus especificaciones se deduce que $H = h$ y, por lo tanto, la velocidad máxima es calculada así:

$$V_h = C = \sqrt{gh} \quad , \quad g \text{ es la gravedad del lugar}$$

Se considera, además, que la presión a la altura de la corona del enrocamiento es:

$$EB = 2 \frac{V_h^2}{2g} = h$$

También, se considera que la velocidad de las partículas vertical es:

$$V_v = \sqrt{2g2h}$$

La velocidad resultante, como la norma entre ambas velocidades, es:

$$V = \sqrt{5gh}$$

La altura del triángulo de presiones cuando sucede el valle de la ola está dado por la expresión:

$$JC = 2 \frac{V^2}{2g} = 5h$$

Iribarren y Nogales (1964) supusieron que la escollera reduce las presiones a la mitad, con lo que la ley de presiones queda definida por la línea ABHI de la figura 2.

A partir de consideraciones teóricas, encontraron que el valor ξ , dependiente de la inclinación de la ola H/L_0 , se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\xi = \frac{cota}{\sqrt{\frac{H}{L_0}}}$$

Más adelante, Batjjes (1971) definió los números de Iribarren ξ_0 y ξ_b , para olas periódicas propagadas en una playa plana y su rotura, como:

$$\xi_0 = \frac{cota}{\sqrt{\frac{H_0}{L_0}}}$$

$$\xi_b = \frac{cota}{\sqrt{\frac{H_b}{L_0}}}$$

Donde H_0 es la altura de ola en aguas profundas, y H_b es la altura de ola durante la rotura.

La tabla 1 muestra rangos en los cuales los números representan un tipo de rotura.

Tabla 1.- Rangos para tipo de rotura de ola, adaptada desde Batjes (1971), ver figura 3

Tipo de rotura	ξ_0	ξ_b
Descrestamiento o colapso	$\xi_0 > 3.3$	$\xi_b > 2.0$
Voluta	$0.5 < \xi_0 \leq 3.3$	$0.4 < \xi_b \leq 2.0$
Oscilación	$\xi_0 \leq 0.5$	$\xi_b \leq 0.4$

2. Modelo de Günbak y Gökce (1984)

Este modelo presupone que la lámina de ascenso o *run-up*, como se conoce generalmente, forma un ángulo con el talud de la roca de 15° , y cuyo triángulo permite la obtención del parámetro y , el cual representa la altura máxima del agua si el talud fuera infinitamente largo (Ruiz *et al.* 2013).

En la figura 4, tomada de Ruiz (2012), muestra la relación entre el valor y y la presión ejercida por el agua. Este modelo toma en cuenta que existe una presión pseudo-hidrostática y una presión de choque, en las presiones horizontales. Estas presiones son calculadas mediante las siguientes expresiones:

$$P_m = \frac{\rho g (\sqrt{yg})^2}{2g} = \frac{\gamma_w y}{2} \quad ; \quad \gamma_w \text{ es el peso específico del agua}$$

$$P_h = \gamma_w (y + c - z)$$

$$y = \frac{(Ru - c)\text{sen}\beta}{\text{sen}\alpha \cos(\alpha - \beta)}$$

Donde c es la cota de la berma sobre el nivel del mar, α es el ángulo de talud del dique, β es el ángulo formado por la lámina de ascenso de agua y z es la altura desde el nivel medio del mar en donde se hará el cálculo.

Ru es el ascenso máximo de la lámina de agua, el cual se calcula mediante las siguientes expresiones:

$$Ru = 0.4H\xi, \xi < 2.5$$

$$Ru = H, \xi \geq 2.5$$

$$\xi = \sqrt{\frac{g}{2\pi H}} (T * \tan\alpha)$$

Donde

T es el periodo de ola

H la altura significativa de ola

En la presión vertical, se supone que en el extremo expuesto del espaldón la presión tiene un valor de $P_h + 0.5P_m$, y decrece en una distribución lineal hasta alcanzar el cero en el otro extremo.

Como puede apreciarse de la ecuación de la presión vertical, existe una reducción en la presión de choque del 50%, sin embargo, Günbak y Gökce (1984) no presentan una base que sustente su decisión (Ruiz *et al.* 2013).

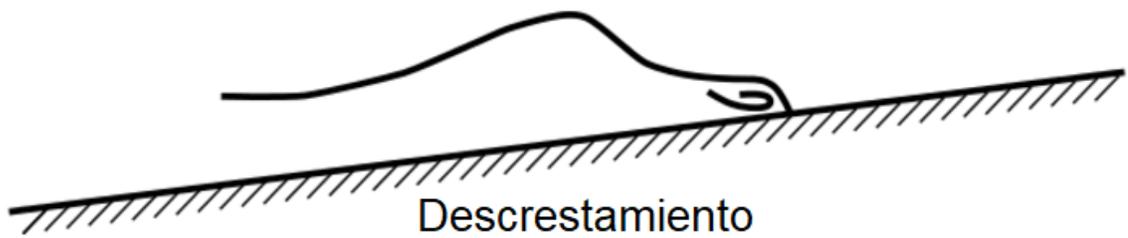
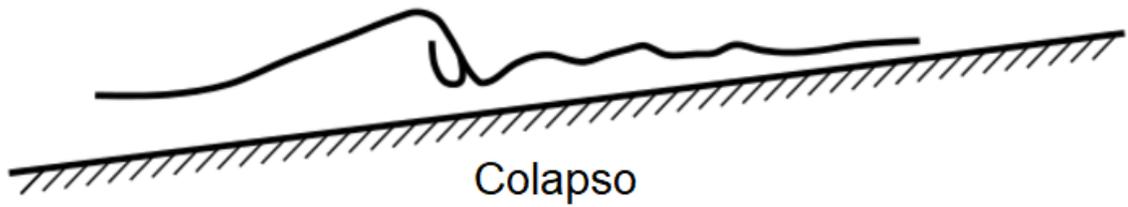
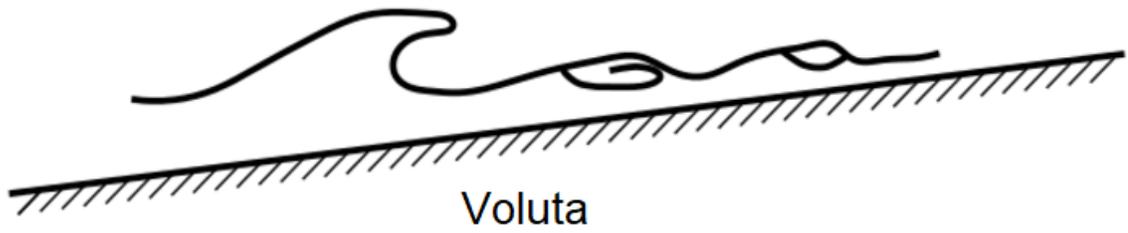


Figura 3. Formas de rotura de ola de acuerdo al número de Iribarren (adaptada desde https://en.wikipedia.org/wiki/Iribarren_number#/media/File:Breaking_wave_types.svg)

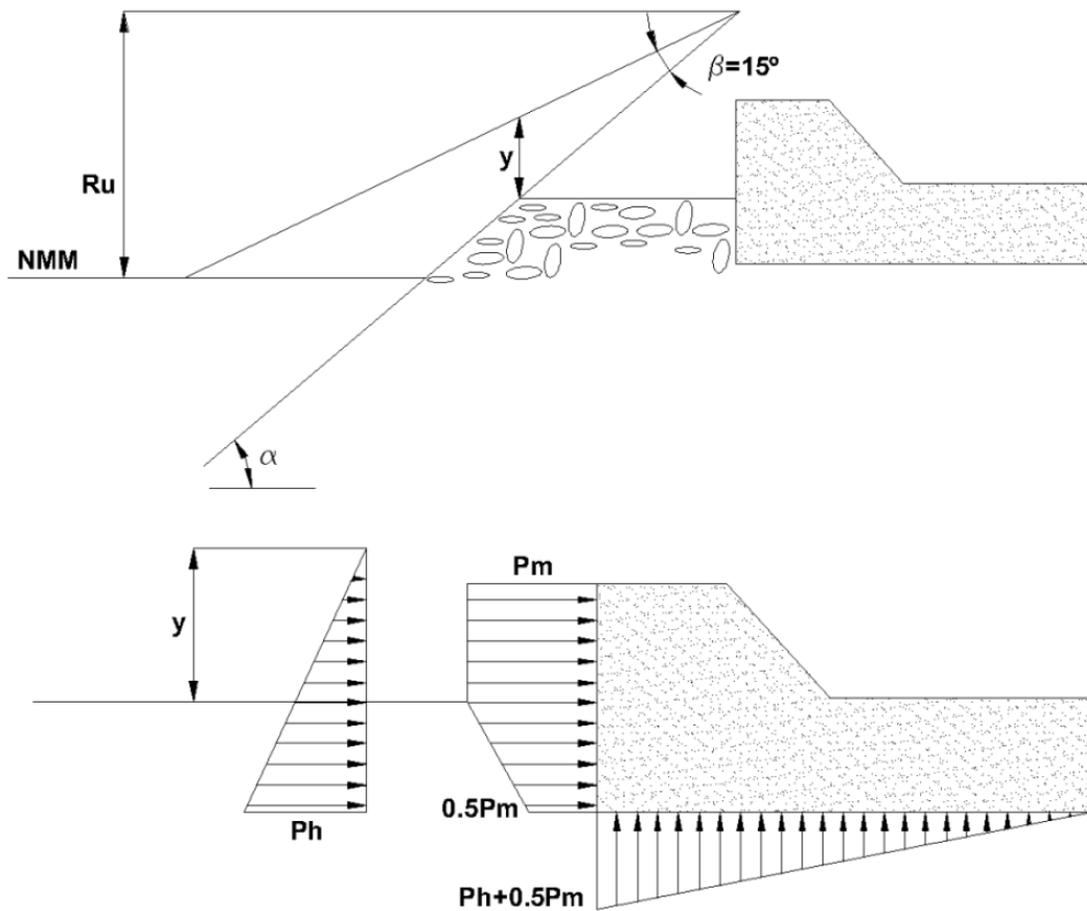


Figura 4. Método de Günbak y Gökce (tomada de Ruiz (2012))

3. Modelo de Pedersen y Burcharth (1992)

Este método es resultado de más de 200 pruebas de larga duración y de utilizar numerosas geometrías de espaldones; pruebas que estuvieron dirigidas al cálculo de fuerzas impuestas por el oleaje sobre la pared deflectora así como la manera en que ésta evita el salto del agua sobre el rompeolas.

Entre las conclusiones más importantes, Pedersen y Burcharth (1992) resaltaron la manera en que interactúan las fuerzas horizontales presentadas por

Jensen (1984), pero destacando las discrepancias que hay entre éstas y su estudio (Pedersen y Burcharth 1992). Un rasgo importante es el de la longitud de onda para el cálculo de las fuerzas resultantes, así como la altura de ola para la relación lineal de la variación en las fuerzas (Pedersen y Burcharth 1992).

En consecuencia de la naturaleza estadística del modelo, los autores recomiendan el uso de la fuerza con una probabilidad de 1% de ocurrencia, figura 5.

$$\frac{F_{0.1\%}}{\rho g h_f L_p} = a + b \left(\frac{H_s}{A_c} \right)$$

Donde ρg es el peso específico del agua, h_f la altura total del espaldón, L_p la longitud de onda máxima del espectro, H_s altura de ola significativa, A_c la altura de la berma sobre el nivel del mar. También porque los experimentos están sustentados en el trabajo de Jensen (1984), se considera que los parámetros a y b son válidos, razón por la cual a continuación se presentan en la tabla 2 los valores que proporciona Jensen (1984), aumentada por Bradbury *et al.* (1988).

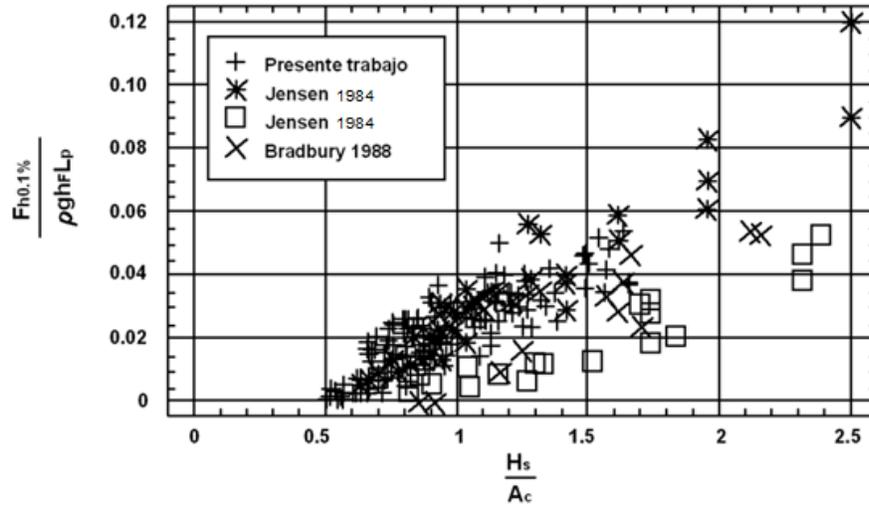


Figura 5. Valores de Jensen et al. (Tomada de Ruiz (2012))

Tabla 2. Valores para a y b, tomada de Ruiz et al. (2013)

Autor	Sec.	Rango de parámetros para las pruebas			Valores a y b probabilidad de excedencia 0.1%	
		Ac, m	Sop = H_s/L_p	H_s/A_c	a	b
Jensen	A	5.6 – 10	0.016 – 0.036	0.76 – 2.5	-0.026	0.051
Jensen	B	1.5 – 3.0	0.005 – 0.011	0.82 – 2.4	-0.016	0.025
Bradbury	C	0.10	0.023 – 0.07	0.9 – 2.1	-0.038	0.043
Bradbury	D	0.14	0.04 – 0.05	1.43	-0.0247	0.028
Bradbury	E	0.18	0.04 – 0.05	1.11	-0.0095	0.0107

4. Modelo de Martin (1994)

Éste es aplicable a espaldones donde la ola rompe antes de llegar al dique o sobre el talud, el autor destaca que para verificar una generación de presiones a causa solo del ascenso y descenso del agua sobre el talud se debe cuidar que la ola no impacte contra el espaldón directamente (Ruiz 2012).

Como resultado de que la naturaleza generadora de las presiones horizontales, la presión pseudo-hidrostática y las presiones dinámicas, es diferente (Martin *et al.* 1999), se considera que no pueden superponerse los efectos y que se deben calcular por separado; el método especifica que se debe hacer el diseño con la presión que genere la mayor inestabilidad respetando siempre los coeficientes de seguridad que se prevean en cada sitio de construcción. Del cálculo de la presión vertical se sigue el cálculo de la subpresión como dependiente de la presión horizontal elegida.

El método comienza con el cálculo del ascenso del agua bajo la suposición de talud infinito, de ahí que el cálculo del ancho de la lámina de agua mediante la siguiente formula:

$$S = H \left(1 - \frac{A_c}{R_u} \right)$$

Donde A_c es la cota de coronación de la escollera, H la altura significativa y R_u el *run-up* calculado con las expresiones propuestas anteriormente.

El método (Martin *et al.* 1999) toma en cuenta que la relación entre las presiones dinámicas A_c y $A_c + S$ es constante, con un valor de $\alpha \rho g S$, donde α es

función del ángulo del talud del dique respecto del fondo y del ascenso máximo; α definida mediante las siguientes expresiones:

$$\alpha = 2 \frac{R_u}{H \cos^2 \beta \cos \theta}$$

$$\alpha = 2.9 \left[\frac{R_u}{H} \cos \beta \right]^2$$

Donde el ascenso de la lámina, o *run-up*, R_u puede calcularse mediante la ecuación de Losada y Giménez-Curto (1981):

$$\frac{R_u}{H} = Au(1 - e^{-BuIr})$$

Donde Ir es el número de Iribarren, definido anteriormente, H es la altura de ola significativa, y los valores Au y Bu para diques homogéneos se obtienen mediante las siguientes ecuaciones, propuestas por Silva *et al.* (1998),

$$Au = -4.706n + 2.293$$

$$Bu = -1.569n + 0.038; \quad n \text{ es la porosidad de escollera}$$

Según Martin *et al.* (1999) la distribución de presiones en la escollera es menor como consecuencia de que el impacto del agua es soportado por los elementos del talud. Para esta reducción se admite que la presión dinámica es modificada por un coeficiente basado en la porosidad, velocidad de flujo, ancho de escollera, entre otros, pero su naturaleza multivariada complica el cálculo de dicho coeficiente (Ruiz *et al.* 2013), de tal modo que se utiliza el coeficiente propuesto por Günbak y Gökce (1984), el cual se calcula mediante la expresión:

$$\lambda = 0.8e^{-10.9B/L}; Pd = \alpha\rho gS; A_c \geq S$$

$$\lambda Pd = \lambda\alpha\rho gS; Cota\ de\ desplante \geq A_c$$

Este valor λ se considera constante desde la cimentación del espaldón hasta la altura A_c , a partir del cual la presión ya no presenta reducción en su magnitud (Ruiz *et al.* 2013).

La presión horizontal, que de acuerdo a Martin *et al.* (1999) relaciona directamente la presión pseudo-hidrostática y la hidrostática mediante un coeficiente μ , se calcula con la expresión:

$$P_h = \mu\rho g(S + A_c - Z)$$

Referente a la subpresión, Martin *et al.* (1999) proponen que sea distribuida linealmente desde el extremo expuesto del espaldón hasta el extremo protegido, considerando que en el extremo expuesto la presión sea igual al valor máximo entre la presión dinámica y la hidrostática, hasta un valor cero en el extremo protegido. En la figura 6, se muestra un esquema de estos cálculos con respecto a la pared deflectora.

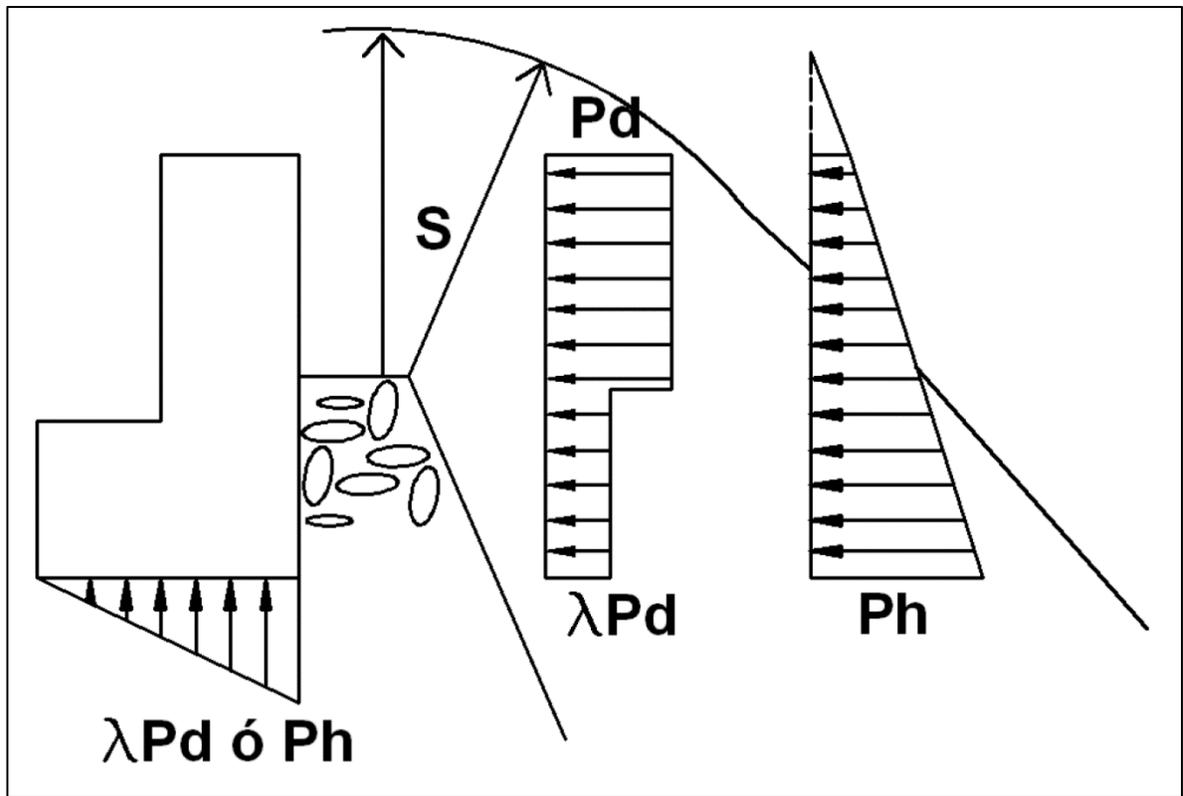


Figura 6. Distribución de presiones según Martin et al. (1999) (tomada de Ruiz (2012))

En Ruiz (2012) y Ruiz *et al.* (2013) se hace mención a los posibles errores a que estas suposiciones puedan llevar, pues el suponer que existe simultaneidad entre las presiones máximas horizontales y verticales, y que la distribución es constante en el caso horizontal, y lineal en el caso vertical, puede estar muy lejos de la realidad, y por lo tanto se sugiere precaución al momento de utilizar el método a causa de la incertidumbre que se deriva de las hipótesis mencionadas.

5. Modelo de Pedersen (1996)

Modelo semiempírico se basa en los estudios de Günbak y Gökce (1984), el cual combina, además, un análisis paramétrico de los resultados de las pruebas

físicas. Encontraron, mediante el análisis de su experimentación, que las fuerzas máximas son generadas únicamente por el impacto de las olas. Pedersen (1996) supone una distribución de la presión vertical como se muestra en la figura 7:

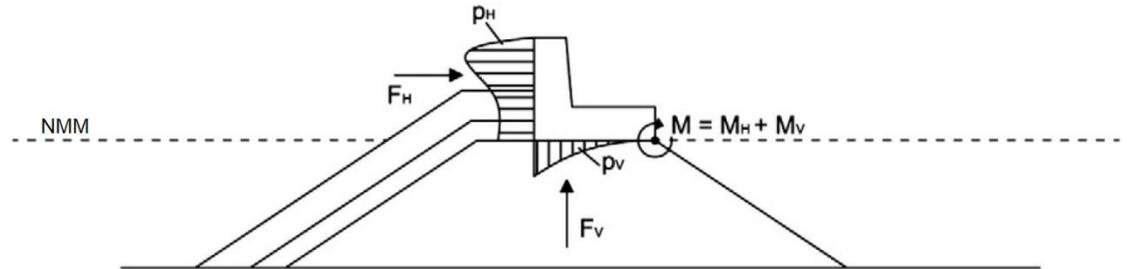


Figura 7. Distribución de presiones propuesta por Pedersen (1996) (tomada de Ruiz et al. (2013))

La altura de impacto superior de ola, y_{eff} , está dada por:

$$y_{eff} = \min\left[\frac{y}{s}; f_c\right]$$

Donde y es el valor vertical del espesor del *run-up*, y f_c es la distancia vertical desde la cresta hasta la parte superior de la pared vertical del espaldón. Las fuerzas resultantes en las partes superior e inferior de la pared vertical están dadas por:

$$F_{Hu,0.1\%} = a\sqrt{L_{m0}/B}p_m y_{eff} b$$

$$F_{Hl,0.1\%} = \frac{1}{2} a\sqrt{L_{m0}/BV} h_{prot}$$

$$p_m = g\rho_w(R_{u,0.1\%} - A_c)$$

$$V = \begin{cases} \frac{V_2}{V_1} \text{ para } V_2 < V_1 \\ 1 \text{ para } V_2 \geq V_1 \end{cases}$$

$$F_{H,0.1\%} = F_{Hu,0.1\%} + F_{HI,0.1\%}$$

$$M_{H,0.1\%} = c(h_{prot} + y_{eff})F_{H,0.1\%}$$

$$P_b = dVp_m$$

Donde $a = 0.21$, $b = 1.6$, $c = 0.55$, $d = 1$, A_c , B , h_{prot} y los volúmenes V_1 y V_2 están definidos en la figura 8, $L_{m0} = gT_m^2/2\pi$ y ρ_w es la densidad del agua.

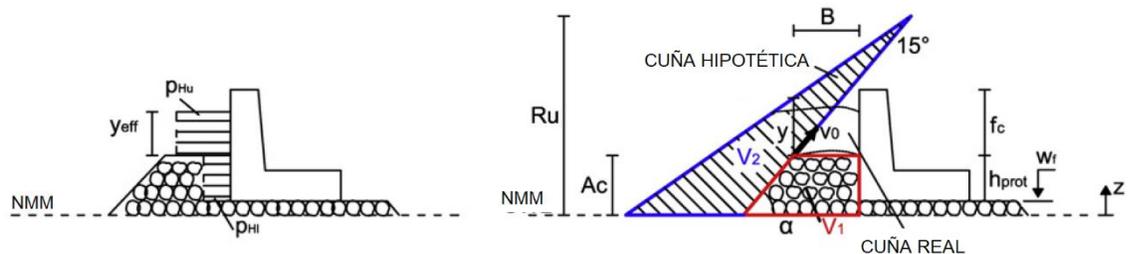


Figura 8. Volúmenes definidos para el método de Pederson (1996) (tomada de Ruiz (2012))

La tabla 3 muestra los rangos de validez de las precedentes fórmulas.

Tabla 3. Rangos de validez de las fórmulas de Pedersen (Ruiz 2012)

Parámetro	Rango
ξ_m	1.1 – 4.2
H_{m0}/A_c	0.5 – 1.5
R_c/A_c	1.0 – 2.6
A_c/B	0.3 – 1.1
Cota	1.5 – 3.5

H_{m0}/H	0.16 – 0.35
------------	-------------

Objetivos

1. Objetivos Generales

Realizar el análisis del desempeño de un rompeolas con pared deflectora, comúnmente conocida como “espaldón”, a partir de pruebas realizadas en el pasado en un ambiente controlado dentro de un laboratorio con canal de olas; efectuando una comparativa de los resultados con el método de diseño de Martin *et al.* (1999) y determinar el funcionamiento del mismo a partir de dicha comparación.

2. Objetivos Específicos

Clasificar el conjunto de datos en bruto obtenidos por los experimentos realizados con anterioridad para determinar aquellos que sean de utilidad.

Realizar el cálculo de presiones tanto horizontales como verticales sobre la pared a causa de la ola significativa con los datos empíricos.

Realizar el cálculo de presiones tanto verticales como horizontales con el método propuesto por Martin *et al.* (1999).

Determinar la interacción ola significativa – rompeolas.

Comparar los resultados obtenidos en los cálculos anteriores.

Organización del trabajo:

Para llevar a cabo un mejor ordenamiento del estudio, y así lograr un óptimo desarrollo del tema se ha preferido el siguiente arreglo del trabajo:

Introducción

Se presentan los motivos que llevan al estudio del presente tema, así como una breve descripción del estado actual en la literatura especializada, así como la situación actual del uso del sistema en el país.

Capítulo 1: Análisis de series de oleaje

Se hace un recorrido sobre el análisis de ondas desde el aspecto matemático y físico, para recaer en el estado actual del análisis de ondas en medios líquidos, principalmente marítimos, a nivel mundial.

Capítulo 2: Estrategias de defensa portuaria

Se describen los sistemas que se utilizan para la defensa de los puertos a nivel mundial, así como los componentes que hacen de cada sistema una estructura diferente a las demás, así como elementos comunes a todas ellas. Además de una descripción de lo que se conoce como zona de abrigo.

Capítulo 3: Experimento de dique con espaldón

Se realiza una exposición del modelo utilizado en los experimentos, el modelo matemático, así como de los resultados obtenidos de todo el análisis realizado.

Capítulo 4: Conclusiones y recomendaciones

Se presentan las conclusiones obtenidas a partir de los resultados del capítulo anterior, así como las recomendaciones que se deriven de dichas conclusiones.

Capítulo 1: Análisis de series de oleaje

1.1 Definición de oleaje:

El estudio del oleaje es fundamental para el análisis y diseño de estructuras marítimas, pues el agua, y por consiguiente las olas, es el medio por el cual se presentan las solicitaciones a cualesquiera estructuras que se deseen instalar y por tanto diseñar.

En la antigüedad se dieron intentos de explicar el origen del oleaje: Aristóteles, en *Acerca del cielo, Meteorológicos* (Gredos, 1996) explica “[...] tanto si el viento hace fuerza desde la superficie como si lo hace desde abajo, él es el ‘principio’ motor, igual que son los vientos la causas de las olas, no las olas de los vientos”.

Para épocas posteriores se fueron formando nuevas ideas sobre cómo funcionan las olas y que las produce, dirigiendo la atención a la forma de la ola y el efecto que tiene sobre las partículas de agua.

Airy (1845) sentó las bases para el estudio de las olas desde una perspectiva teórica, llegando a dilucidar que las ondas que generan la ola crean un efecto de traslación en las partículas del agua, creando círculos de menor tamaño a medida que se va descendiendo en el agua, aunque este efecto es solo visible en aguas profundas, pues cerca de la costa, donde el fondo marino está cerca de la superficie, las olas rompen y se genera una traslación de agua, figura 1.1.

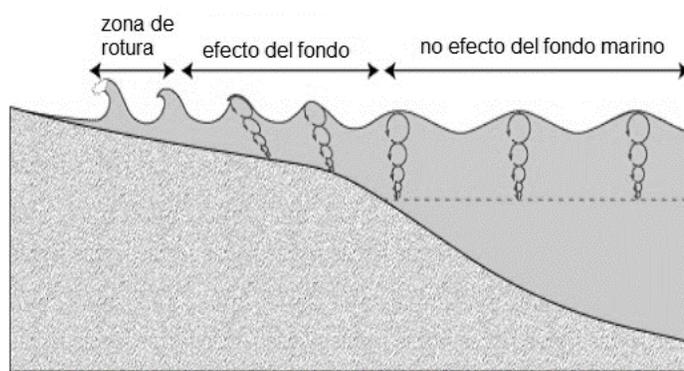


Figura 1. 1 *Movimiento del agua en el oleaje (tomada de <https://www.slideshare.net/SamuilPlamenov/ocean-waves-presentation>)*

1.1.1 Oleaje según su profundidad

El oleaje puede clasificarse de acuerdo a la profundidad relativa, o a la onda oceánica (Silva 2005).

Para el caso de profundidad relativa se utiliza el cociente de la profundidad del océano entre la longitud de onda h/L , de donde se llega a que una ola de agua profunda sucede en el caso de que una ola tenga una profundidad al menos igual a su longitud de onda, y que por lo tanto no sufrirá modificaciones debidas a la profundidad; cuando la ola está en una profundidad menor o igual a un vigésimo de su longitud de onda, se dice que es de aguas poco profundas y su comportamiento se verá enteramente controlado por la profundidad del agua. De aquí se sigue que la celeridad puede ser utilizada como una forma de llegar a una clasificación, que relaciona la frecuencia y la longitud de onda. Silva (2005)

Munk (1950) propone una clasificación según el periodo de ola, la cual corresponde con la complementación hecha por Johnson *et al.* (1978) para el caso de las ondas oceánicas, que se resume en la Tabla 4, confrontar con figura 1.2.

Tabla 4. Clasificación del oleaje (tomada de Silva 2005)

Nombre	Periodo (T)	Longitud (L)	Altura (H)	Fuerza generadora	Fuerza restauradora
Capilares	0 a 0.1 s	2 a 7 cm	1 a 2 mm	Viento	Tensión superficial
Ultragravedad	0.1 a 1 s	Centímetros	Centímetros	Viento	Tensión superficial y gravedad
Gravedad	1 a 30 s	Metros a centenas de metros	De centímetros a 15 metros	viento	Gravedad
Infragravedad	30 s a 30 min	100 a 200 m	Pequeña	Viento	Gravedad, fuerza de Coriolis
Periodo largo	5 min a 24 hrs	Hasta escala planetaria	1 a 5 m	Sismo, derrumbes, atracción de cuerpos celestes	Gravedad, fuerza de Coriolis
Transmarea	Más de 24 hrs	-	0 a 12 m	Oscilaciones climáticas	Gravedad, fuerza de Coriolis

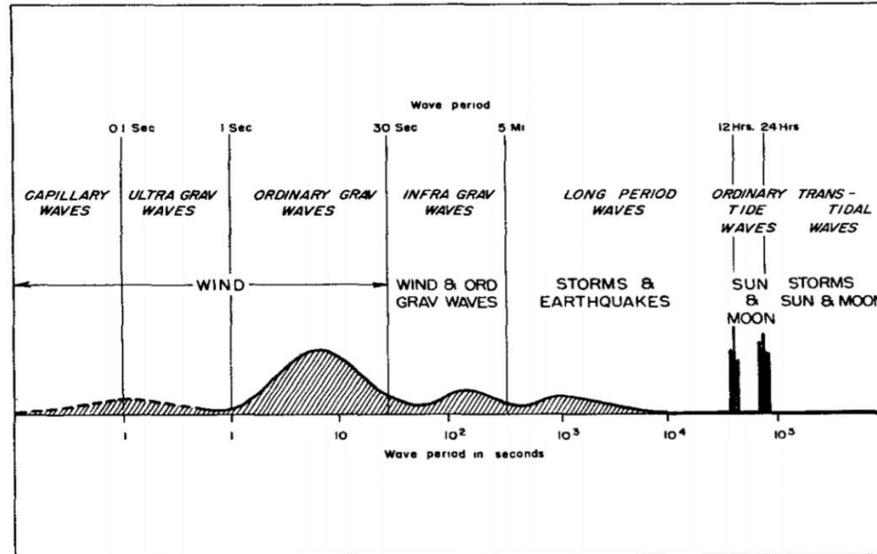


Figura 1. 2 Clasificación del oleaje en relación con su periodo de ola (tomada de Munk (1950))

Kinsman (1965) ha hecho una clasificación similar de acuerdo a la frecuencia de la onda y la energía contenida por cada tipo de ola, a continuación se presenta la imagen 1.3, adaptada por Silva (2005).

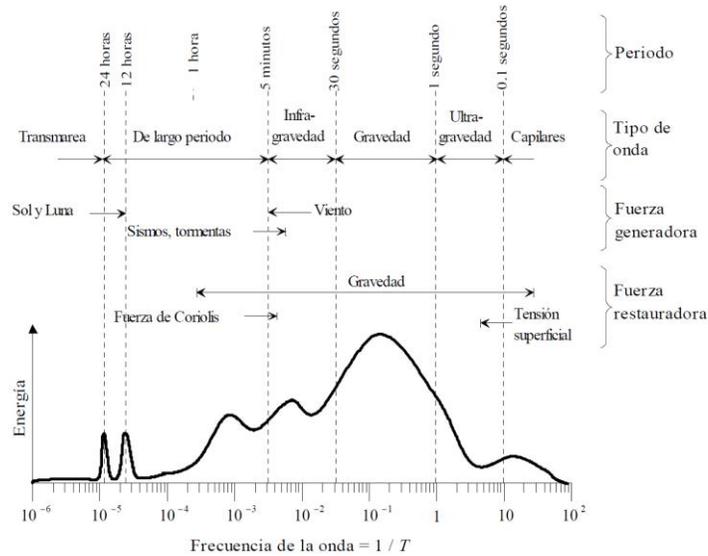


Figura 1. 3 Energía del oleaje de acuerdo con la frecuencia, y fuerzas generadoras y restauradoras (tomada de Silva (2005))

En la figura 1.3, se aprecia que la mayor energía en olas se presenta en la transición de los 30 segundos a un solo segundo, alcanzando el punto máximo cuando la ola dura 5 segundos (frecuencia de 0.2 Hz). Además cuando se habla de transmareas y otras ondas largas, existen picos a las 12 y 24 horas, pues está referido al oleaje de las mareas oceánicas, las cuales alternan entre bajamar y pleamar en poco más de seis horas, regresando al pleamar o bajamar, según donde se inicie el conteo del tiempo, en 12 horas Simanek (2005).

Las olas de capilaridad son en su mayoría dependientes de la tensión superficial del líquido donde se originan, pero son rápidamente amortiguadas por las fuerzas de viscosidad del líquido Munk (1950).

Las olas de ultra-gravedad y gravedad ordinaria deben su existencia en el medio marino gracias al viento, de acuerdo con Munk (1950) existen dos causas

que podrían en realidad causarlas: a) que sean causadas por una excesiva diferencia de presión en la parte que está frente al viento y la que no lo está, b) que son producto del transporte de masa que genera un arrastre tangencial, tal como lo postulan las teorías de la irrotacionalidad.

Varios mecanismos que intentan responder estas interrogantes, los cuales se comenzaron a estudiar en la década de los 50, aunque éstos requieren que exista ya una ola, aunque de poca altura, que pueda recibir la acción del viento para poder crecer. Se ha demostrado que las olas de ultragravedad y gravedad ordinarias pueden servir como base para alertar sobre las tormentas días antes que esta toque tierra (Munk 1950).

Olas de infragravedad son olas de periodos de 2 minutos (120 segundos) son las que componen esta categoría. Estas olas, según Isaacs *et al.* (1951), tienden, al ser susceptibles a los cambios en el fondo marino, a cambiar su dirección, realizando giros sobre su eje y regresando a la costa, de la que salen.

Olas de largo periodo, como las conocidas como “tsunamis”, pertenecen a esta categoría, los cuales son provocadas por el movimiento en la tectónica de placas en el fondo marino, lo que genera una oscilación de masa provocando un aumento en el nivel del agua y la consiguiente ola. Dichas olas han sido causa de bastantes daños a las comunidades costeras a lo largo de la historia, teniéndose como los casos más devastadores recientes el tsunami del Océano Índico, el cual afectó a Indonesia, Tailandia y varios países más; y el de Fukushima en Japón (figura 1.4), el cual se dice fue de magnitud 9.0 (USGS 2014).

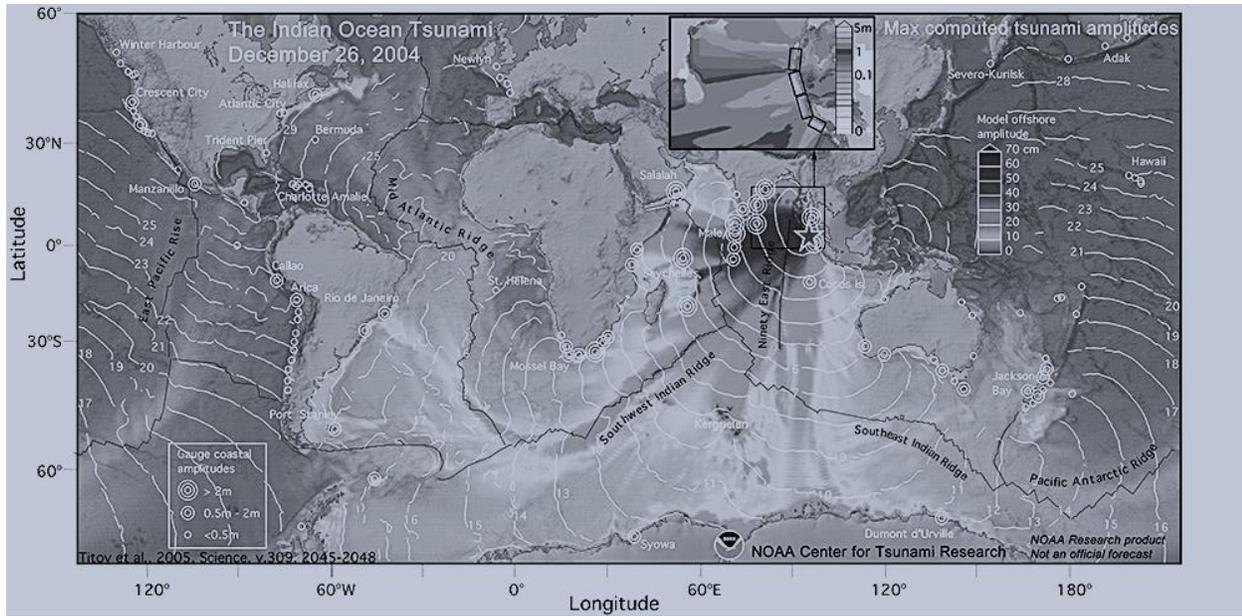


Figura 1. 4 Amplitudes máximas registradas en el tsunami del 2004 (tomada de https://nctr.pmel.noaa.gov/indo20041226/Figure_1_sign.jpg)

Mareas

Provocadas por la atracción gravitacional de los astros sobre la tierra, el efecto que producen son el ensanchamiento y reducción en el tamaño de las masas de agua en diferentes lugares del planeta. Por motivo de que el efecto del viento es mucho menor al efecto generado por los astros, la predicción de las mareas mediante procedimientos puramente astronómicos es, en general, suficiente.

De manera muy simplificada, se describe su generación por la atracción gravitacional de la luna y del sol, causando ensanchamientos y angostamientos de las masas de agua que cubren la tierra, la figura 1.5 esquematiza esto último.

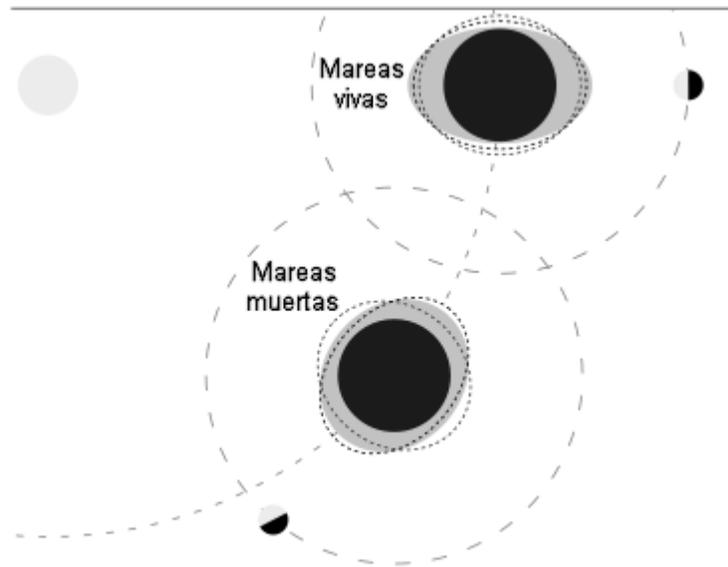


Figura 1. 5 Mareas vivas y muertas (tomada de <https://es.wikipedia.org/wiki/Marea#/media/File:Mareas-3.png>)

Como puede apreciarse, cuanto más alineados están el sol y la luna con respecto a la tierra, mayor será la marea, a lo cual se llama marea viva; de la misma manera que entre más ortogonal se encuentren los dos primeros, el efecto del sol será cancelado con el de la luna, con lo que la marea será conocida como muerta.

Transmareas

Cuando además de los efectos del sol y la luna se superpone el efecto de los vientos de tormenta, se generan las transmareas, las cuales, con periodos de más de 24 horas, son fenómenos que compiten con las mareas ordinarias en la cantidad de energía observada en ellas, pues ambas presentan picos similares en las gráficas de la frecuencia contra la energía.

1.1.2 Oleaje de acuerdo con su génesis

De acuerdo con Silva (2005), el área de generación, o *fetch*, es la zona donde se realiza la transferencia de energía del viento al mar, lo que provoca olas en todas direcciones con predominancia en la dirección del viento.

Según el área de generación se encuentre mar adentro o cerca de las costas, el oleaje puede clasificarse de dos maneras principales. Silva (2005) menciona que entre estas dos categorías se encuentra un sinnúmero de estados.

1.1.2.1 Oleaje local

Conocido en inglés como oleaje tipo *sea*, el oleaje local es aquel que se genera mar adentro y que por sus características de irregularidad resulta muy complicado determinar un periodo de ola bien definido (Silva 2005), figura 1.6. Las características que la definen son:

- Gran irregularidad, luego carece de periodicidad
- Asimetría entre los valles y las crestas
- Gran altura de la ola con relación a la longitud de la onda

1.1.2.2 Oleaje distante

Debido a la naturaleza de las ondas, resultan posibles tres fenómenos en la propagación de las ondas al abandonar el área de generación: una dispersión angular en la cual la onda se propaga en todas direcciones, una propagación radial en la que la naturaleza de la onda de velocidad crea un filtrado de ondas al viajar más rápido algunas olas que otras, y finalmente una fusión de oleaje que sucede al fusionarse las ondas de periodos cercanos logrando así que se

simplifique un oleaje caótico. Este último fenómeno es el que se denomina *swell* o distante, ver figura 1.7.

En consecuencia a que este tipo de oleaje presenta mucha regularidad en su curso, periodo y altura de ola, permite que se encuentre un cierto orden en el fenómeno (Silva 2005) utilizable en la planeación de proyectos costeros.



Figura 1. 6 Oleaje local o 'sea' (fuente: <https://ae01.alicdn.com/kf/HTB1VXavOFXXXXbXXXXq6xXFXXXx/Custom-3D-Floor-Mural-Wallpaper-Sea-Water-Wave-Bathroom-3D-Floor-Mural-PVC-Waterproof-Self-adhesive.jpg>)



Figura 1. 7 Oleaje distante o 'swell' (fuente: <https://learntosurfkona.com/featured/learn-difference-groundswell-vs-wind-swell>)

1.1.3 Estado de mar

El estudio estadístico del mar se apoya en la idea de que el mar puede alcanzar un estado de estabilidad o invariabilidad con respecto al tiempo, según esta propuesta, se requiere que las fuerzas generadoras del oleaje (entre éstas el viento y los movimientos telúricos) y las fuerzas restauradoras (gravedad o tensión superficial) se encuentren en equilibrio (Silva 2005).

Se ha definido también como las posiciones dinámicas del oleaje en las cuales el cambio de una a otra posición de vuelve imperceptible al ser demasiado lento (Silva 2005).

1.2 El oleaje como proceso estocástico

Como puede encontrarse en (Silva 2005), puede interpretarse la naturaleza aleatoria del oleaje como la suma lineal de funciones sinusoidales de amplitudes a_i , de direcciones θ_i , de frecuencias σ_i , y de fases ε_i , así, el perfil de la superficie libre $\eta(x, y, t)$ puede ser descrito mediante la siguiente función:

$$\eta(x, y, t) = \sum_i a_i \cos \left[\frac{\sigma_i^2}{g} (x \cos \theta_i + y \sin \theta_i) - \sigma_i t + \varepsilon_i \right]$$

En la figura 1.8, tomada de Pierson *et al.* (1958) se ilustra el carácter aleatorio que se le da a las amplitudes y fases del oleaje, lo cual permite que en no pocos casos la similitud del modelo con la realidad (Silva 2005).

Al ser un proceso estocástico se sigue que el resultado proviene de experimentos, y que éste es una función, no un número; además, para el caso del oleaje, una realización corresponde con una función muestra, determinada por una observación o medición y se denotará como $\eta^k(t)$ (Silva 2005).

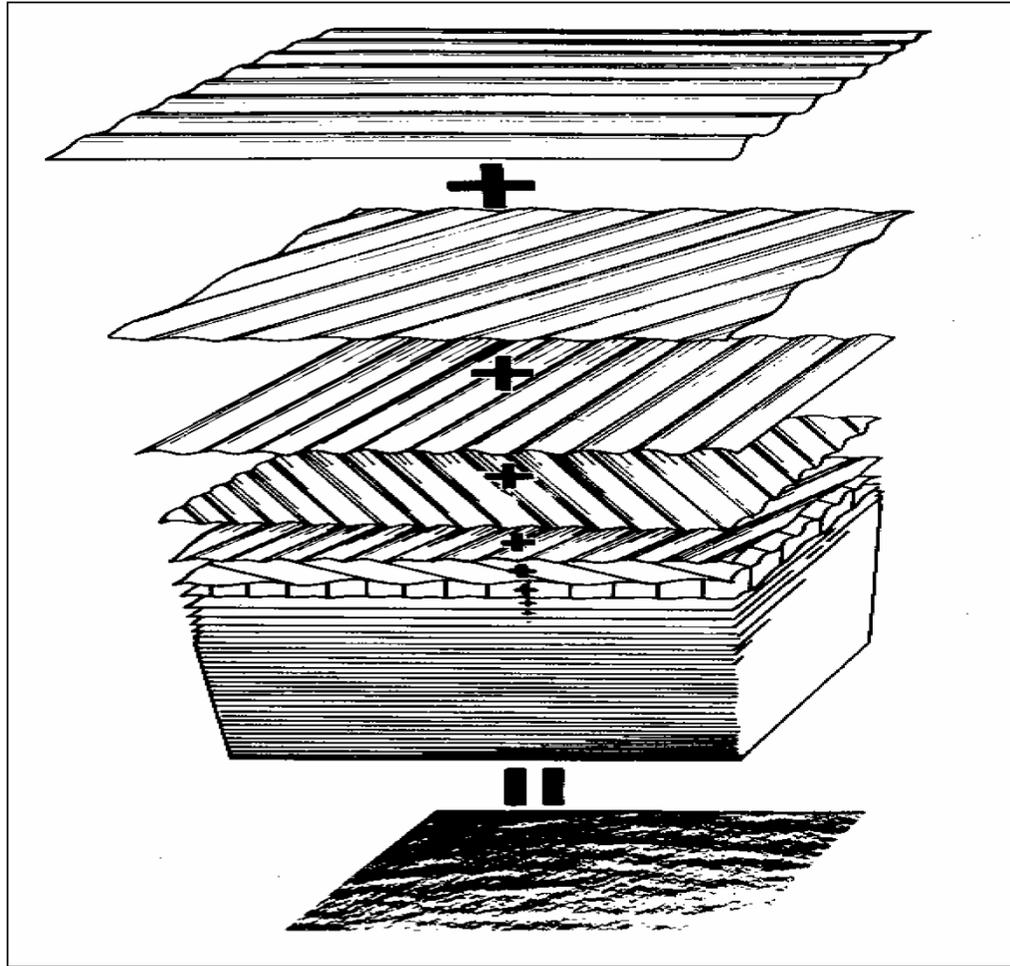


Figura 1. 8 Estructura del oleaje aleatorio (tomada de Pierson et al. (1958))

Ahora bien, como se ha definido la función aleatoria a partir de una medición, se vislumbra que cualquier observación del estado de mar en un instante determinado, t_i , $\eta(t_i)$ será una variable aleatoria. Síguese que al tomar un conjunto n de instantes, t_1, t_2, \dots, t_n , $\eta(t_1, t_2, \dots, t_n)$ es por sí misma una función n -dimensional, “de tal forma que el proceso $\eta(t)$ es definido si para n instantes se conoce la función de distribución:

$$F_{t_1, t_2, \dots, t_n}(x_1, x_2, \dots, x_n) = Prob[\eta_1 \leq x_1, \eta_2 \leq x_2, \dots, \eta_n \leq x_n]$$

Donde $\eta(t_1, t_2, \dots, t_n)$ es una variable aleatoria n-dimensional”.

Estas distribuciones de probabilidad deben satisfacer las siguientes condiciones:

1.- Simetría:

Para cualquiera conjunto de n valores, existe la posibilidad de permutación entre elementos del conjunto mismo:

$$F_{t_{j_1}, t_{j_2}, \dots, t_{j_n}}(x_{j_1}, x_{j_2}, \dots, x_{j_n}) = F_{t_1, t_2, \dots, t_n}(x_1, x_2, \dots, x_n)$$

Donde j_1, j_2, \dots, j_n es cualquier permutación de los índices $1, 2, \dots, n$.

2.- Compatibilidad:

Para cualesquiera valores m y n , se cumple que cuando tiende al infinito el número de mediciones, la distribución de probabilidad es igual que para un conjunto finito.

$$F_{t_1, t_2, \dots, t_m, \dots, t_n}(x_1, x_2, \dots, x_m, \dots, \infty) = F_{t_1, t_2, \dots, t_m}(x_1, x_2, \dots, x_m)$$

Para cualquier $t_m + 1, \dots, t_n$ si $n > m$.

De esto se deduce que se deben conocer todas las funciones de probabilidad para cualquier η para poder definir el proceso $\eta(t)$, por lo cual se recurre a la teoría de la correlación para poder simplificar este proceso, pues esta teoría nos permite hacer uso de solo los dos primeros momentos del proceso (Silva 2005). De tal forma que:

1.- el valor medio, $\mu_\eta(k)$, queda definido como

$$\mu_\eta(k) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_{-\infty}^{\infty} \eta_k(t) dt$$

2.- la función de correlación, $R_{\eta\eta}(k)$, se define como

$$R_{\eta\eta}(k) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T \eta_k(t) \eta_k(t + \tau) dt$$

Así, la media y la función de correlación definen completamente al proceso $\eta(t)$, si se considera que las funciones de distribución son todas funciones de probabilidad normal o *gaussianas*. Un par de consideraciones más se deben tomar en cuenta para poder hacer abordable el problema del oleaje, que sea un fenómeno *estacionario* y que sea un fenómeno *ergódico* (Silva 2005).

Un estado estacionario en sistemas físico es aquél cuyos factores externos de influencia permanecen constantes por un periodo de tiempo, durante el cual las fuerzas generadoras y las restauradoras permanecen en equilibrio, que para el caso del mar son los estados de mar. Un proceso ergódico, a su vez, es aquél en el cual siendo aleatorio el proceso los valores medios y de correlación son iguales sin importar la muestra en la cual se hagan los cálculos (Silva 2005).

1.3 Análisis de series de tiempo:

Comencemos definiendo una serie de tiempo desde el punto de vista matemático, más específicamente, del estadístico: “Llamamos Serie de Tiempo a un conjunto de mediciones de cierto fenómeno o experimento registradas secuencialmente en el tiempo. Estas observaciones serán denotadas por

$\{x(t_1), x(t_2), \dots, x(t_n)\} = \{x(t), t \in T\}$ $T \in R$ con $x(t_i)$ el valor de la variable x en el instante t_i . Si $T = Z$ se dice que la serie de tiempo es discreta y si $T = R$ se dice que la serie de tiempo es *continua*. Cuando $t_{i+1} - t_i = k$ para todo $i = 1, \dots, n - 1$, se dice que la serie es equiespaciada, en caso contrario será no equiespaciada” Levin y Rubin (1996), figura 1.9.

1.3.1 Componentes de la serie de tiempo:

Se supones cuatro tipos básicos de variación temporal, los cuales poseen propiedades aditivas y multiplicativas, de manera que una serie en el tiempo se compone por la suma de los tipos básicos multiplicados con diferentes números escalares. Estas formas fundamentales son: Tendencia secular, Variación estacional, variación cíclica y variación irregular.

Tendencia secular: de acuerdo con Larios (2015) “[...] el resultado de factores a largo plazo. [...] Caracteriza el patrón gradual y consistente de las variaciones de la propia serie, se consideran consecuencias de fuerzas persistentes que afectan el crecimiento o la reducción de la misma [...]. Algunas se mueven continuamente hacía arriba, otras declinan, y otras más permanecen igual en un cierto período o intervalo de tiempo”.

Variación estacional: Esta variación corresponde a los movimientos de la serie que recurren año tras año en los mismos meses (o en los mismos trimestres) del año poco más o menos con la misma intensidad.

Variación cíclica: las series de tiempo presentan secuencias alternas de puntos abajo y arriba de la línea de tendencia que duran más de un año, esta

variación se mantiene después de que se han eliminado las variaciones o tendencias estacional e irregular

Variación irregular: la componente aleatoria de las series temporales está dada por la variación irregular, pues no depende de ningún evento esperado ni es predecible.

1.3.2 Tendencia de una serie:

Existen dos maneras en que puede catalogarse la tendencia en una serie temporal:

Lineal: los datos aparentan un crecimiento, o decremento, semejante al de una línea recta, motivo por el que puede ajustarse dicha curva a este tipo de serie temporal.

No lineal: los datos recabados no aparentan un incremento similar a una línea recta, de lo que se deriva que pueden aproximarse a otras funciones, como la exponencial o la potencial.



Figura 1. 9 Ejemplo de serie de tiempo, tasa de cambio de dólar americano a peso mexicano (fuente: <http://www.banxico.org.mx/portal-mercado-cambiarior/>)

1.3.3 Métodos de suavización de series

Suavizar una serie implica que la serie tenga alguna ecuación de ajuste. El suavizado puede realizarse mediante varios métodos, siendo los expuestos aquí los más comunes.

Promedio móvil:

El promedio móvil es el método de suavizado más simple, pues realiza el promedio con los elementos más recientes para realizar un pronóstico en un conjunto de n datos. Este método de suavizado puede utilizarse en procesos que

no son estacionarios, pues reduce las fluctuaciones en periodos cortos y resalta la curva en el largo plazo.

Así, la suavización se da con la siguiente expresión:

$$\hat{X}_t = \frac{\sum_{t=1}^n X_{t-1}}{n}$$

Donde

\hat{X}_t es el promedio de valores en unidades en el periodo t

X_{t-1} son los valores reales en periodos anteriores a t

n es el número de valores

Promedio móvil ponderado:

El promedio ponderado hace uso de un factor de participación entre los elementos del conjunto promediado, tal que la suma sea entre los factores igual a 100%. Puede afirmarse que el promedio móvil simple es un caso especial del promedio móvil ponderado, donde el factor de participación es igual a $1/k$ donde k es el número de valores utilizados en el promedio móvil.

Es una práctica común que la ponderación mayor se le dé al valor más reciente del cálculo, por ejemplo.

La fórmula general del promedio móvil ponderado es la siguiente:

$$\hat{X}_t = \frac{\sum_{t=1}^n c_i X_{t-1}}{n}$$

Donde

\hat{X}_t es el promedio de valores en unidades en el periodo t

X_{t-1} son los valores reales en periodos anteriores a t

c_i es el factor de participación del elemento t-1

n es el número de valores

Suavizado exponencial:

El suavizado exponencial es utilizado sobre los dos anteriores al ser un método que no da el mismo valor a todos los datos.

Es muy utilizado cuando puede apreciarse una tendencia lineal en los datos ordenados en el tiempo, figura 1.10.

El suavizado puede realizarse con dos métodos desarrollados por diferentes autores, a saber Holt, con sus variaciones en el método de Winters y de Brown. Cabe señalar que existen otros métodos de suavizado, pero se utilizan éstos de manera más general.

Método de Holt

Conocido como el método de la doble suavización exponencial lineal, contempla la tendencia de las series, mas no su estacionalidad ni sus ciclos.

El pronóstico que puede realizarse mediante este método se define como:

$$F_{t+m} = S_t + T_t m$$

Donde

F_{t+m} es el pronóstico para el periodo $t + m$

m es el número de periodos delante de t

El término T es el valor de la tendencia suavizada, que se obtiene con:

$$T_t = \beta(S_t - S_{t-1}) + (1 - \beta)T_{t-1}$$

Donde

T_t es la tendencia suavizada de la serie de datos

S_t es el equivalente del valor suavizado exponencial único

B es el factor de ponderación, análogo a α , $0 < \beta < 1$

El valor S_t se obtiene con

$$S_t = \alpha X_t + (1 - \alpha)(S_{t-1} + T_{t-1})$$

El método de Winters

El método de suavización exponencial lineal y estacional contempla la tendencia y la estacionalidad de las series, mas no a sus ciclos.

El pronóstico se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$F_{t+m} = (S_t + T_t m)I_{t-L+m}$$

Cuyos parámetros se obtienen mediante las siguientes fórmulas:

$$S_t = \alpha \left(\frac{X_t}{I_{t-L}} \right) + (1 - \alpha)(S_{t-1} + T_{t-1})$$

$$T_t = \beta(S_t - S_{t-1}) + (1 - \beta)T_{t-1}$$

$$I_t = \gamma \left(\frac{X_t}{S_t} \right) + (1 - \gamma)I_{t-L}$$

Aquí se debe resaltar la introducción de γ , que al igual que β y α , es un factor de ponderación $0 < \gamma < 1$.

Método de Brown

Éste es un caso especial del método de Holt, en el cual la ecuación del modelo es

$$F_{t+m} = a_t + mb_t$$

Donde m es el número de periodos para el pronóstico, a_t y b_t se calculan de la manera siguiente:

$$a_t = 2S_t - S_t^{(2)}$$

$$b_t = \left(\frac{\alpha}{1 - \alpha} \right) (S_t - S_t^{(2)})$$

Donde S_t es la suavización exponencial simple, y $S_t^{(2)}$ es la suavización exponencial simple de S_t .

Para todas estas ecuaciones, se admite por convención los siguientes valores:

$$\alpha = \frac{1}{n}; \beta = \frac{1}{n-1}, \text{ donde } S_0 = \bar{X}$$

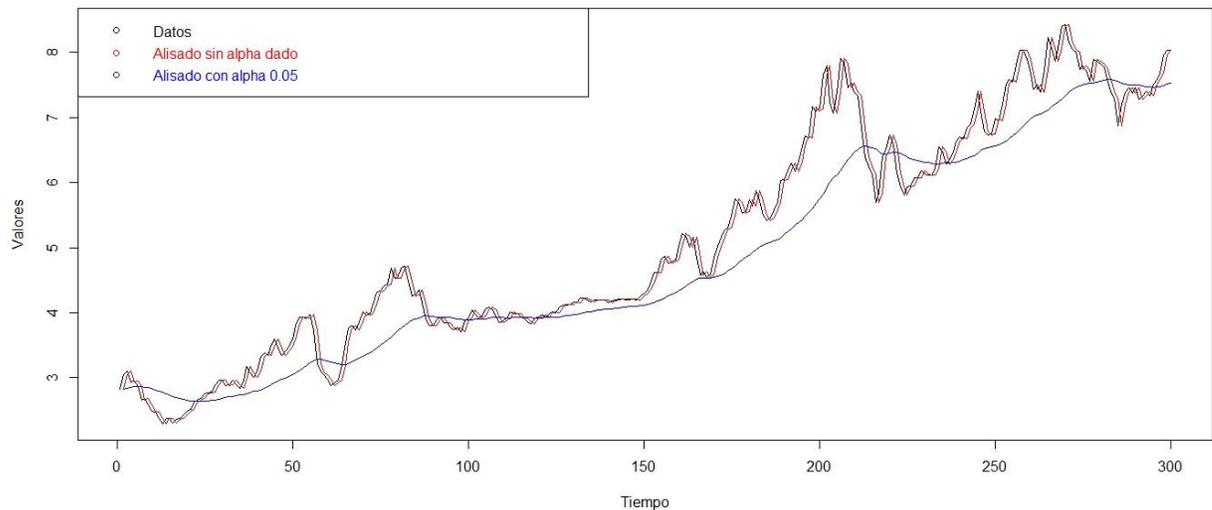


Figura 1. 10 Alisado exponencial (fuente: <https://dlegorreta.wordpress.com/2015/04/20/series-con-tendencia-y-estacionalidad/>)

1.4 Estudio de ondas en el dominio del tiempo

En Silva (2005) puede encontrarse un diagrama de flujo, ver figura 1.11, para el estudio series temporales de oleaje en el dominio del tiempo, razón por la cual a continuación se dará de manera general el proceso propuesto por aquél.

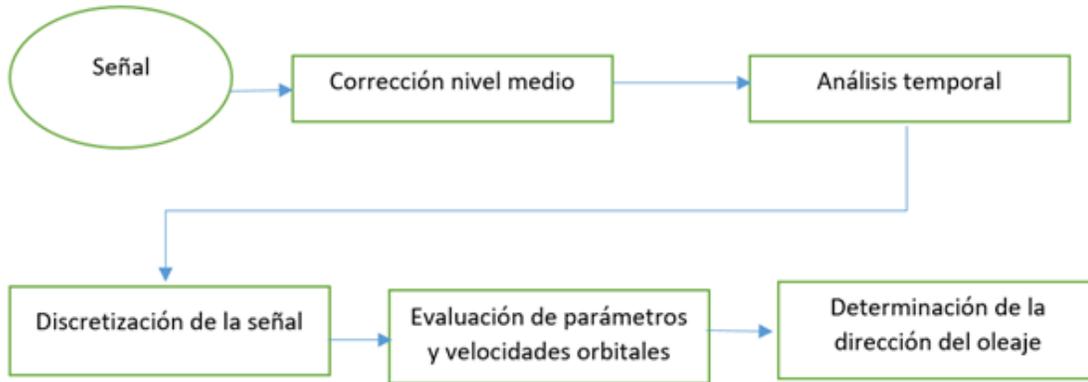


Figura 1. 11 Diagrama de flujo para análisis de series de tiempo (adaptado de Silva (2005))

El inicio del proceso se da con la captura de la señal eléctrica obtenida mediante sensores, ya sean de nivel que se han colocado a lo largo del canal de olas, si es un experimento controlado, o mar adentro si son muestras tomadas en tiempo real *in situ*; o de presión, que suelen colocarse en diversas partes del rompeolas, como en el espaldón o en la zona de ruptura de la ola.

La corrección del nivel medio se debe realizar por la influencia, que en algunos casos es grande, de las mareas u otras olas de onda larga (Silva 2005).

De acuerdo con Goda (2000) existen tres métodos principales utilizados en la corrección del nivel medio: la corrección de orden cero o media aritmética, de orden primero o recta, y de orden segundo o parábola. En estos casos el primer paso es calcular el valor medio de la señal, el cual servirá para que le sean restados cada uno de los valores de la señal:

$$\eta_{i\text{corregida}} = \eta_{i\text{original}} - \bar{\eta}$$

Media aritmética

Cuando no se tiene una influencia preponderante de ondas largas, díganse las ondas de mareas, puede utilizarse la corrección del nivel medio mediante el uso de la media aritmética (Silva 2005), cuyo cálculo se realiza mediante la siguiente expresión:

$$\bar{\eta}_n = \frac{1}{N} \sum_{n=1}^N \eta_n$$

Corrección lineal:

En Silva (2005) puede encontrarse un diagrama que divide la onda sinusoidal en tres zonas durante la primera mitad del ciclo: una de ascenso, una de cambio en la concavidad de la curva y otra de descenso, denominadas zonas *uno*, *dos* y *uno* respectivamente, figura 1.12.

Las zonas *uno* pueden ser considerar lineales, mientras que la zona *dos* se asemeja a una parábola.

La corrección lineal, llevada a cabo a través del uso de la técnica de los mínimos cuadrados, hace uso de una expresión que represente la variación del nivel medio como una recta, la ecuación para esta corrección es:

$$\bar{\eta}_n = A_0 + A_1 n \quad ; \quad n = 1, 2, \dots, N$$

Donde

$$A_0 = \frac{N_2 Y_0 - N_1 Y_1}{N_2 N_0 - N_1^2}, \quad A_1 = \frac{N_0 Y_1 - N_1 Y_0}{N_2 N_0 - N_1^2}$$

$$N_r = \sum_{n=1}^N n^r, \quad Y_r = \sum_{n=1}^N n^r \eta_n$$

Este tipo de corrección es especialmente útil cuando se encuentran datos de oleaje en combinación de mareas semidiurnas y los datos se encuentran en la zona *uno*, figura 1.12.

Corrección parabólica

Cuando los datos obtenidos por los sensores se encuentran en la zona *dós* (figura 1.12), y es conocida la influencia que tienen las mareas y otras ondas largas sobre la muestra en estudio, resulta conveniente utilizar la corrección parabólica Silva (2005).

Esta corrección se realiza mediante mínimos cuadrados:

$$\bar{\eta}_n = B_0 + B_1 n_n + B_2 n^2 \quad ; \quad n = 1, 2, \dots, N$$

Donde

$$B_0 = \frac{1}{\Delta} [Y_0(N_2 N_4 - N_3^2) + Y_1(N_2 N_3 - N_1 N_4) + Y_2(N_1 N_3 - N_2^2)],$$

$$B_1 = \frac{1}{\Delta} [Y_0(N_2 N_3 - N_1 N_4) + Y_1(N_0 N_4 - N_2^2) + Y_2(N_1 N_2 - N_0 N_3)],$$

$$B_2 = \frac{1}{\Delta} [Y_0(N_1N_3 - N_2^2) + Y_1(N_1N_2 - N_0N_3) + Y_2(N_0N_2 - N_1^2)],$$

$$\Delta = N_0N_2N_4 + 2N_1N_2N_3 - N_2^3 - N_0N_3^2 - N_1^2N_4$$

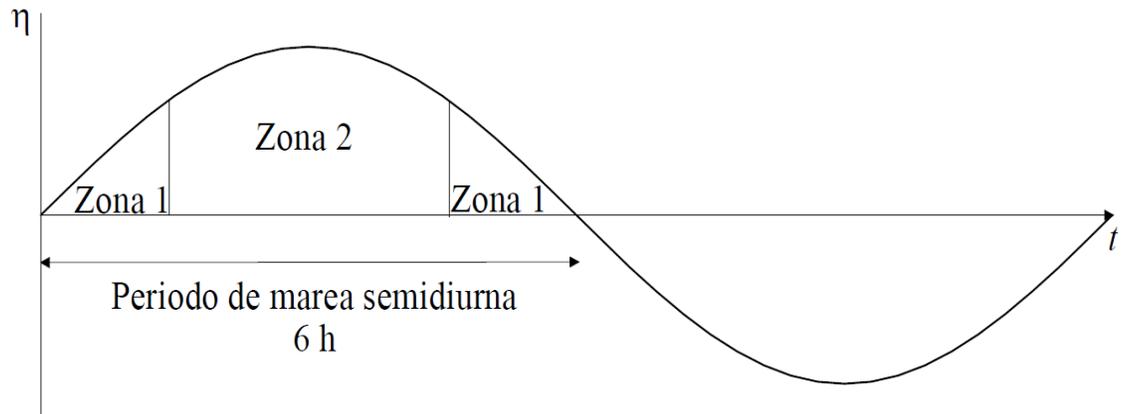


Figura 1. 12 Zonas de ajuste lineal y parabólico (tomada de Silva (2005))

Caracterización de la señal

El proceso que sigue a la corrección del nivel medio es la caracterización de la señal, lo cual consiste en el cálculo de alturas y periodos de olas individuales, lo cual se logra mediante algunos métodos:

Ascendentes por pasos

En primer lugar se debe determinar los pasos ascendentes mediante

$$\eta_i \cdot \eta_{i+1} < 0 \quad y \quad \eta_{i+1} > 0$$

Donde η_i es el i ésimo dato después de la corrección del nivel medio. Una interpolación lineal entre η_i y η_{i+1} determina el tiempo en que sucede el

ascendente, la diferencia entre el tiempo de un ascendente y el siguiente determina el periodo de ola.

Un máximo queda definido por las condiciones:

$$\eta_{i-1} < \eta_i \quad y \quad \eta_i > \eta_{i+1}$$

Para evitar subestimación de máximos se debe realizar la estimación de los mismos después de haber realizado un ajuste parabólico entre los puntos η_{i-1} , η_i , y η_{i+1} .

Las ecuaciones para el ajuste pueden expresarse como:

$$\eta_{m\acute{a}x} = C - \frac{B^2}{4A} \quad y \quad t_{m\acute{a}x} = t_i - \frac{\Delta t B}{2A}$$

Donde

$$A = \frac{1}{2}(\eta_{i-1} - 2\eta_i + \eta_{i+1}), \quad B = \frac{1}{2}(\eta_{i+1} - \eta_{i-1}), \quad C = \eta_i$$

Para calcular la cresta de ola se deben identificar los máximos y mínimos entre dos pasos ascendentes y, haciendo uso de las ecuaciones anteriores, se realiza la resta entre el máximo y el mínimo.

Descendentes por pasos

Proceso similar al anterior, buscando en este caso el paso de la curva desde el lado positivo al negativo. El criterio para definir la ola es el siguiente:

$$\eta_i \cdot \eta_{i+1} < 0 \quad y \quad \eta_{i-1} > 0$$

Método de distancia entre crestas y entre valles

Silva (2005) explica que como producto de la naturaleza asimétrica de las olas respecto al nivel medio, esto es, que se dan mayor número de valores positivos que negativos, o viceversa, el IAHR (1989) recomendó el uso de la distancia entre cresta y cresta para encontrar la altura de ola. El método de distancia entre valle y valle es similar al de cresta y cresta. Ambos presentan el inconveniente de agregar olas pequeñas y ruido a los cálculos (Silva 2005).

Parámetros del oleaje

Fundamentales son los seis siguientes para el estudio de los estados de mar a partir de una serie temporal:

Variación del nivel medio del mar:

$$\bar{\eta}(t) = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \eta_i$$

La varianza, o variación de la media cuadrática, del nivel medio del mar, η_{rms}^2 :

$$\eta_{rms}^2 = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \eta_i^2$$

La altura media y el periodo medio:

$$\bar{H} = \frac{1}{N_0} \sum_{i=1}^{N_0} H_i$$

$$\bar{T} = \frac{1}{N_0} \sum_{i=1}^{N_0} T_i$$

La altura cuadrática media, H_{rms} :

$$H_{rms} = \sqrt{\frac{1}{N_0} \sum_{i=1}^{N_0} H_i^2}$$

La asimetría, obtenida mediante la siguiente expresión:

$$Skw = \frac{1}{N_0 \eta_{rms}^3} \sum_{i=1}^N \eta_i^3$$

Velocidades orbitales

Se definen mediante las siguientes expresiones, y representan el valor medio de las velocidades en ambas componentes:

$$\bar{U}_x = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N U_{x_i} ; \bar{U}_y = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N U_{y_i}$$

Dirección del oleaje

Debido a que de manera natural las olas no se propagan en una única dirección, resulta conveniente una metodología que, mediante el uso de las velocidades orbitales, permita conocer la dirección preponderante del oleaje, esto

relacionado a que fenómenos como el viento, efectos de reflexión, refracción, y difracción alteran el curso del oleaje.

Silva (2005) recomienda la siguiente metodología como parte del proceso para conocer la dirección del oleaje:

- 1.- Obtener las velocidades orbitales U_x y U_y
- 2.- Estimar los valores medios del registro
- 3.- Dibujar ambas velocidades en el sistema de referencia XY del aparato
- 4.- Rotar el sistema de referencia XY tantos grados como indique la brújula del aparato de medición
- 5.- Determinar el sentido del oleaje con respecto a la costa.

Función empírica ortogonal

En el análisis de ondas en el dominio del tiempo se suele realizar el estudio de olas mediante el uso de la Función Empírica Ortogonal (EOF por sus siglas en inglés), el cual se basa en el principio de ortogonalización de las series temporales, descomponiendo las ondas en modos (patrones) independientes entre los mismos, los cuales se encuentran con los valores principales, o eigenvalores, y los vectores principales, o eigenvectores. (NCAR 2013). De estos modos principales se obtienen series temporales principales, conocidas como “componentes principales”

Este método, cuyos resultados son valores temporales y espaciales, es utilizado con frecuencia en el estudio climático y oceanográfico, pues resulta de especial auxilio en el estudio de la variabilidad de los modos en el tiempo y el

espacio, como es el caso de la Oscilación del Atlántico Norte, el cual puede apreciarse en la figura 1.13, tomada de NCAR (2013).

Se dice que los procesos atmosféricos y oceanográficos son de carácter “rojo”, pues la energía contenida en estos procesos suele encontrarse en los primeros modos propios, propiamente en los componentes principales.

Existe una variante de este método, llamado Función Empírica Ortogonal Rotada (REOF por sus siglas en inglés), en el cual los ejes espaciales son sometidos a alguna transformación lineal, de manera que puede mantenerse la ortogonalidad en modos y componentes, se mantiene la independencia de los modos, pero no los de los componentes, o viceversa, por esta razón los resultados pueden ser independientes en la REOF pero no en la EOF original (NCAR 2013).

Es importante señalar un par de inconvenientes presentes en estos métodos y que inhiben el uso de los resultados en procesos físicos (NCAR 2013):

- a) Las restricciones de ortogonalidad
- b) Los modos derivados del cálculo pueden resultar linealmente dependientes, no ortogonales, en su dominio

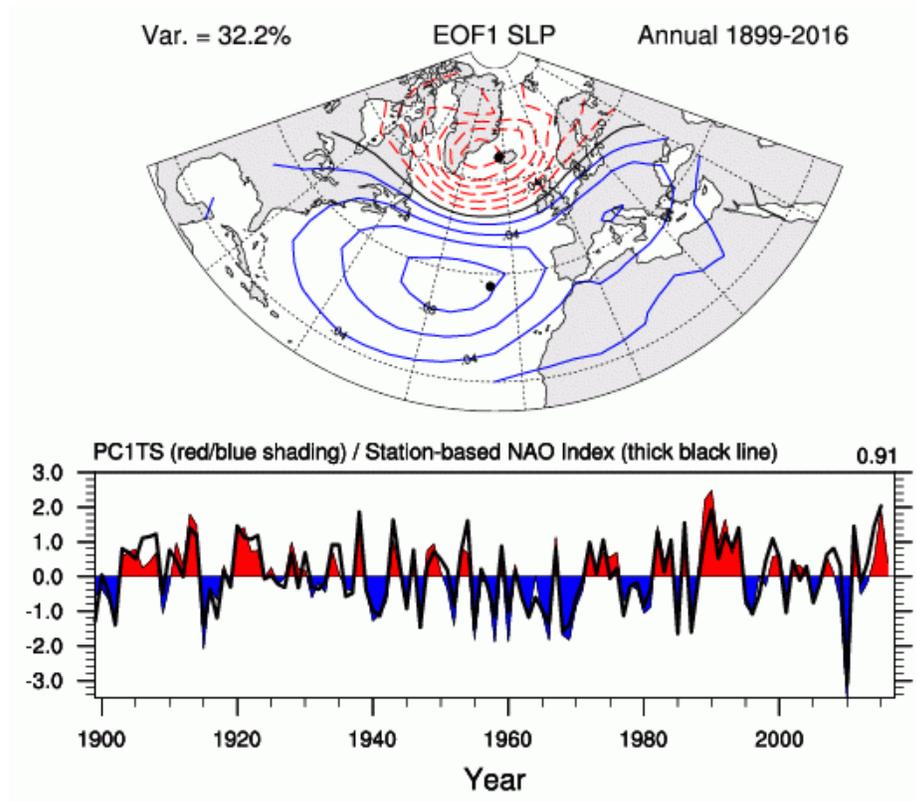


Figura 1. 13 Estudio de la Oscilación del Norte mediante EOFs (fuente: <https://climatedataguide.ucar.edu/climate-data/hurrell-north-atlantic-oscillation-nao-index-pc-based>)

1.5 Funciones ortogonales y series de Fourier:

El análisis de ondas, visto como un problema matemático, corresponde a una ecuación diferencial en derivadas parciales de segundo orden Samiullah (2015) la cual ha sido estudiada por estudiosos de la talla de d'Alembert, Euler y Lagrange.

De acuerdo con d'Alembert, la onda, en una dimensión, se describe mediante la ecuación:

$$u_{tt} = a^2 u_{xx}$$

Y, después de trabajo algebraico y diferencial, haciendo $u(x, 0) = g(x)$ y $u_t(x, 0) = h(x)$, se llega a la solución de dicha ecuación conocida como Ecuación de d'Alembert:

$$u(x, t) = \frac{1}{2} [g(x - ct) + g(x + ct)] + \frac{1}{2c} \int_{x-ct}^{x+ct} h(\xi) d\xi$$

Para el caso de medios líquidos, y para el de olas, es común el asumir como verdadera la superposición de ondas de distintos periodos, generando la onda de estudio, estudiar dicha onda puede ser realizado mediante la integral de Fourier:

“According to the Fourier integral theorem, the Fourier representation of a piece-wise smooth function $f(t)$ over the domain $-\infty < t < \infty$ is given by the following Fourier integrals in terms of frequencies $0 \leq \omega < \infty$

$$f(t) = \int_0^{\infty} A(\omega) \cos(\omega t) d\omega + \int_0^{\infty} B(\omega) \sin(\omega t) d\omega ,$$

Where the sine and cosine coefficients are related to the function $f(t)$ by the inverse Fourier intergrals,

$$A(\omega) = \frac{1}{\pi} \int_{-\infty}^{\infty} f(t) \cos(\omega t) dt ,$$

$$B(\omega) = \frac{1}{\pi} \int_{-\infty}^{\infty} f(t) \sin(\omega t) dt .$$

The function $A(\omega)$ is called the cosine transform of $f(t)$ and function $B(\omega)$ the sine transform.” Samiullah (2015).

Esto último implica que la suma acumulada de senos y cosenos constituye el dominio de frecuencia de una onda dada en el dominio del tiempo.

Con lo que se llega al estudio de las ondas desde el dominio de la frecuencia.

1.6 Estudio de ondas en el dominio de la frecuencia:

En el dominio de la frecuencia se calcula la “cantidad de onda”, o señal que se presenta en el dominio de la frecuencia, esta cantidad es la amplitud de onda. Así, una onda encuentra dos representaciones de acuerdo al dominio en que se estudia. A continuación se presentan unas gráficas comparativas, en la figura 1.14, de estos dominios en ondas de distinta frecuencia.

La descomposición de ondas hacia sinusoidales simples en términos de frecuencias es un proceso laborioso, motivo por el cual es usual el empleo de programas matemáticos capaces de resolver estos problemas mediante el uso de un computador. Para este propósito se presenta la figura 1.15, explicando dicho proceso.

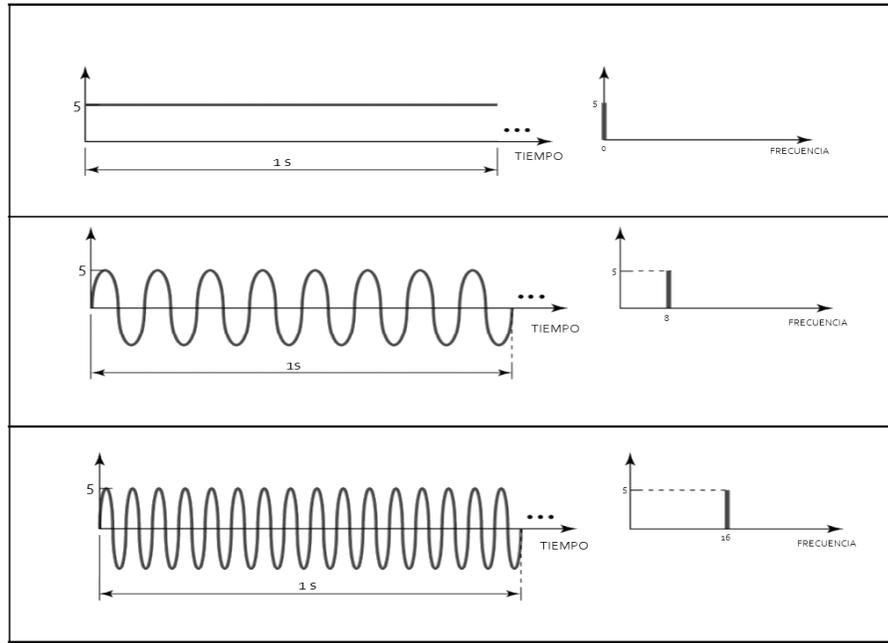


Figura 1. 14 Transición del dominio del tiempo al dominio de la frecuencia (adaptada desde http://coimbraweb.com/documentos/comunicacion/2.2_dominio_tiempoyfrec.pdf)

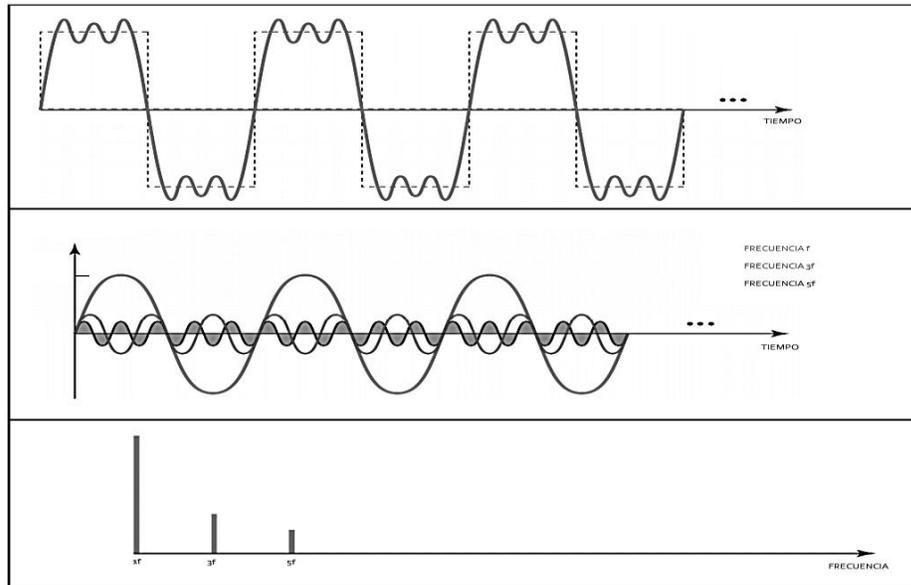


Figura 1. 15 Señal rectangular (arriba), función como suma de sinusoidales (medio), sinusoidales en dominio de la frecuencia (abajo) (adaptada desde http://coimbraweb.com/documentos/comunicacion/2.2_dominio_tiempoyfrec.pdf)

La aplicación de la transformada de Fourier para realizar estos cálculos se vuelve indispensable y, como se mencionó con anterioridad, software especializado es utilizado para resolver estos problemas. En el año 1965 Cooley y Turkey exponían por primera vez los fundamentos que sostienen la teoría de la Transformada Rápida de Fourier, que después sería fundamental para la resolución de estos problemas. El método, que utiliza funciones discretas de Fourier (específicamente la identidad de Danielson-Lanczos), descompone la función discreta con valores N , siendo N una potencia de 2, en $N/2$.

1.6.1 Análisis espectral digital de series temporales.

A continuación se presenta el diagrama de flujo que Silva (2005) muestra para el estudio espectral digital de ondas, figura 1.16:

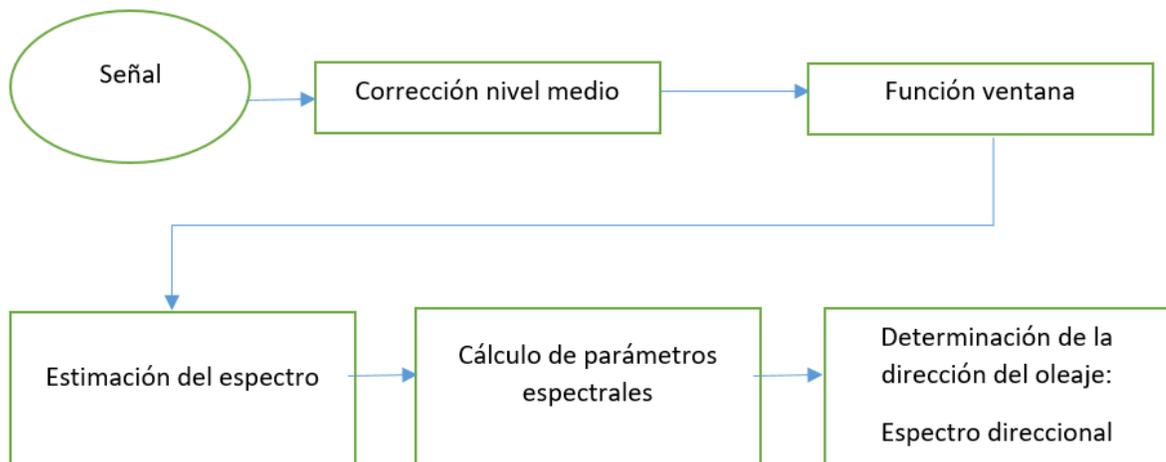


Figura 1. 16 Diagrama de flujo para series espectrales (adaptado de Silva (2005))

De acuerdo con Silva (2005), el estudio espectral de las series temporales deriva de que la señal de la superficie libre de mar viene dada por la suma de un gran número de ondas sinusoidales, cuyas amplitudes vienen dadas por:

$$\alpha_i^2 = 2S(f_i)\Delta f_i$$

Donde $S(f_i)$ es la densidad espectral de energía y a_i es la amplitud de una onda cualquiera.

Aceptando como válida la teoría lineal de Airy (1845), se acepta que la energía asociada a una banda Δf de una onda, por unidad de superficie, está dada por:

$$\frac{1}{8}\rho g H^2 = \frac{1}{2}\rho g \alpha^2 = \frac{1}{2}\gamma \alpha^2$$

De las expresiones anteriores, sustituyendo la función α^2 en la ecuación de energía asociada se obtiene, realizando la suma de todas las bandas individuales para la superficie del mar:

$$\frac{1}{2}\gamma \sum_i^N 2S(f_i)\Delta f_i$$

La cual, expresado en forma integral, haciendo la frecuencia lineal en una frecuencia angular, queda como:

$$E = \gamma \int_0^{\infty} S(\omega) d\omega$$

Donde E es la energía total del oleaje por unidad de superficie.

Para realizar el análisis espectral, Silva (2005) recomienda el uso de al menos 100 olas en un intervalo correspondiente de un décimo a un vigésimo del periodo significativo. Seleccionado el intervalo de muestreo, Δt , la frecuencia máxima, o de Nyquist, para la cual se ha estimado el espectro, está definida por:

$$f_c = \frac{1}{2\Delta t}$$

Corrección del nivel medio

Cuando se tiene una señal sin influencia importante de ondas largas, pueden hacerse los cálculos que se presentan en el estudio de las ondas en el dominio de frecuencia.

Cuando se tiene influencia importante de ondas largas, como la mareas, se debe hacer una corrección espectral realizando un filtrado de las ondas de marea o de ondas con una frecuencia menor a los 0.02 Hz (Silva 2005).

El filtrado de ondas largas deriva de la aceptación del oleaje como suma de ondas sinusoidales, lo que expresa la superficie libre del mar como:

$$\eta(t) = \sum_{n=1}^{N/2} a_n \cos(2\pi f_n t) + b_n \sin(2\pi f_n t)$$

Donde a_n y b_n son los coeficientes de Fourier.

Función ventana

Con el fin de evitar discontinuidades en la señal a analizar, antes de realizar un análisis de armónico se hace pasar la señal por una función de corrección conocida como *función ventana*:

$$\eta(t_*) \rightarrow b(t_*)\eta(t_*), \quad t_* = 1, 2, \dots, N$$

Donde $b(t)$ es la función de peso, que se multiplica a toda la señal para evitar oscilaciones en los extremos de la muestra.

Las ventanas más utilizadas son la trapezoidal y la cosenoidal, expresadas por:

Trapezoidal:

$$b_1(t_*) = \begin{cases} \frac{t_*}{l} & : 0 \leq t_* \leq l \\ 1 & : l < t_* \leq N - l \\ \frac{N - t_*}{l} & : N - l < t_* \leq N \end{cases}$$

Cosenoidal:

$$b_1(t_*) = \begin{cases} \frac{1}{2} \left[1 - \cos\left(\frac{\pi t_*}{l}\right) \right] & : 0 \leq t_* \leq l \\ 1 & : l < t_* \leq N - l \\ \frac{1}{2} \left[1 - \cos\left(\frac{\pi(N - t_*)}{l}\right) \right] & : N - l < t_* \leq N \end{cases}$$

Donde se acepta que $l = 0.1N$.

Como resultado de la aplicación de ventanas se reducen los grados de libertad en los datos. La relación de la reducción de grados de libertad está dada por:

$$\frac{1}{\kappa_b} \frac{\left[\int_0^N b^2(t_*) dt_* \right]^2}{\int_0^N b^4(t_*) dt_*}$$

Un resultado de la aplicación de la ventana es el decremento del total de la energía y los valores espectrales estimados son menores a los reales, por lo tanto, conviene utilizar un factor de corrección β que se multiplique al momento de evaluar la función de densidad espectral. Este factor está definido por:

$$\beta = \frac{N}{\sum_{n=1}^N [b(t_n)^2]}$$

Cálculo de las componentes de Fourier

Si se supone que la función $\eta(t)$ es una función periódica en el tiempo, t , y duración T_r , entonces la función $\eta(t)$ queda definida como:

$$\eta(t) = a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} \left(a_n \cos\left(\frac{2\pi n t}{T_r}\right) + b_n \text{sen}\left(\frac{2\pi n t}{T_r}\right) \right)$$

Donde a_0 expresa el nivel medio, a_n y b_n son coeficientes de Fourier y $a_n \neq b_n$.

Si se ha hecho una corrección al nivel medio, entonces a_0 es igual a cero.

La frecuencia angular en el n -ésimo coeficiente queda definido como:

$$\sigma_n = \frac{2\pi n}{T_r}$$

La distancia entre los armónicos se obtiene con:

$$\Delta\sigma = \frac{2\pi}{T_r}$$

La función de densidad espectral $S(f_n)$, se calcula con la transformada rápida de Fourier, definida mediante las siguientes expresiones

$$S(f_n) = 0 \quad \text{para } n = 0$$

$$S(f_n) = \frac{1}{2\Delta f} |2F(f_n)|^2 \quad \text{para } n = 1, 2, \dots, N/2$$

Donde $f_n = n\Delta f$. Δf está definido, a partir del tiempo máximo $t_{m\acute{a}x}$, por la siguiente expresión:

$$\Delta f = \frac{1}{t_{max}} = \frac{1}{N\Delta t}$$

Silva (2005) recomienda la utilización de algún método de suavizado en señales con mucho ruido, pues a pesar de la gran resolución estadística que proporciona el espectro obtenido mediante este procedimiento, la fiabilidad estadística disminuye.

El par transformado de Fourier lo componen las siguientes ecuaciones:

$$F(\sigma) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \eta(t) e^{-i\sigma t} dt$$

$$\eta(t) = \int_{-\infty}^{\infty} F(\sigma)e^{-i\sigma t} d\sigma = 2 \int_0^{\infty} F(\sigma)e^{-i\sigma t} d\sigma$$

Tomando en cuenta que $\sigma = 2\pi f$ la ecuación puede reescribirse como:

$$F(f) = \int_{-\infty}^{\infty} \eta(t)e^{-i\sigma t} dt$$

Por la naturaleza discreta de las muestras que se obtienen del oleaje, las ecuaciones pueden reescribirse como:

$$F(\sigma_j) = \frac{1}{N} \frac{1}{2\pi} \sum_{n=0}^{N-1} \eta_n e^{-i\sigma_j n \Delta t} \quad j = 1, 2, \dots, N/2$$

$$F(f_j) = \frac{1}{N} \sum_{n=0}^{N-1} \eta_n e^{-i2\pi f_j n \Delta t} \quad j = 1, 2, \dots, N/2$$

$$\sigma_j = \frac{2\pi j}{N\Delta t} = 2\pi j \Delta f$$

Estimación del espectro

La estimación del espectro parte de la idea de que el espectro de energía puede representarse a partir de la relación entre las frecuencias y las frecuencias angulares (Silva 2005):

$$\sigma = 2\pi f = \frac{2\pi}{T}$$

Dichas relaciones pueden representarse como:

$$S_f(f) = 2\pi S(2\pi f)$$

$$S_T(T) = \frac{2\pi}{T^2} S\left(\frac{2\pi}{T}\right)$$

$$S(\sigma) = \frac{1}{2\pi} S_f\left(\frac{\sigma}{2\pi}\right) = \frac{2\pi}{\sigma^2} S_T\left(\frac{2\pi}{\sigma}\right)$$

Esto provoca que se deba verificar que la energía espectral sea la misma en todos los casos:

$$\int_0^{\infty} S(\sigma) d\sigma = \int_0^{\infty} S(f) df = \int_0^{\infty} S(T) dT$$

Parámetros espectrales

Los parámetros espectrales son definidos a partir de sus momentos estadísticos:

$$m_n = \int_0^{\infty} f^n S(f) df$$

La anchura espectral, determinada con el método propuesto por Cartwright y Longuet-Higgins (1956), implica una banda angosta si ε tiende a 0, y una banda ancha si ε tiende a 1:

$$\varepsilon = \left[1 - \frac{m_2^2}{m_0 m_4} \right]^{1/2}$$

Con el fin de evitar las variaciones Longuet-Higgins (1983) propone:

$$\nu = \left[\frac{m_0 m_2}{m_1^2} - 1 \right]^{1/2}$$

Goda (1970) define la agudeza de pico Q_p como:

$$Q_p = \frac{2}{m_0^2} \int_0^\infty f(S(f))^2 df$$

Silva (2005) indica las siguientes fórmulas para algunos parámetros a partir de los momentos:

Periodo medio:

$$T_{01} = \frac{m_0}{m_1}$$

$$T_{02} = \sqrt{\frac{m_0}{m_2}}$$

Variación cuadrática media:

$$\eta_{rms} = \sqrt{m_0}$$

Altura cuadrática media de ola:

$$H_{rms} = \sqrt{8m_0}$$

Altura de ola de momento orden cero:

$$H_{m_0} = 4.004\sqrt{m_0}$$

Análisis direccional del oleaje:

El problema central de la estimación del espectro direccional es el hallar la función de dispersión angular para la ecuación del espectro cruzado (Silva 2005).

La ecuación del espectro cruzado es:

$$G_{mn}(f) = \int_{-\infty}^{\infty} R_{mn}(\tau) e^{-i2\pi f\tau} d\tau$$

Donde R_{mn} es

$$R_{mn}(\tau) = \frac{1}{T} \int_0^T P_m(t) P_n(t + \tau) dt$$

Métodos para encontrar esta función de dispersión son:

El método paramétrico

Utiliza suposiciones *a priori* de la función de dispersión, donde pueden realizarse modelos unimodales y bimodales. Los primeros reducen el problema a solo la determinación de los parámetros de la dirección principal de propagación y factor de dispersión angular. Los bimodales son combinaciones lineales de los modelos unimodales.

Método de máxima verosimilitud

Sustentado en la suposición de que la función de dispersión angular es una combinación lineal del espectro cruzado (Capon *et al.* 1987) donde se ha relacionado la función de dispersión angular normal, y que se considera como una convolución de la función de dispersión con una función ventana.

Método bayesiano

Este procedimiento analiza causas y efectos de un fenómeno. Presenta una gran flexibilidad pues no está diseñado para una sola función de distribución direccional, razón que ocasiona que el usarlo con cualquier distribución angular es sumamente sencillo. El método, según Silva (2005), es en sumo grado fiable cuando se tienen al menos cuatro mediciones simultáneas.

Capítulo 2: Estrategias de Defensa Portuaria

Para entender cómo se planifica un sistema de defensa portuario, qué tipos de estructuras se consideran y cuáles se eligen para un determinado sitio en el litoral, resulta preciso la descripción de elementos de diseño como la zona de abrigo, así como métodos de defensa costera.

Primero, se deberá dar una idea del porqué se busca proteger el puerto, para lo cual se procede a explicar las razones más habituales para estos hechos.

De acuerdo con el Manual del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos de América (US Army Corps of Engineers Coastal Engineering Manual, MCIEEUA-2010 por sus siglas en español) existen tres razones por las que se busca dar protección a las costas:

Restauración de probables daños causados por tormentas, mitigación de la erosión de las costas, y restablecimiento ecológico.

a) Restauración por daños de tormenta

Las tormentas generalmente afectan las playas mediante dos mecanismos: por inundaciones y por daño provocado por oleajes.

Las inundaciones suelen ser causados por tormentas, las cuales al elevar el nivel del mar provocan daños a las estructuras costeras y pérdidas económicas. El MCIEEUA defiende la posición de que las inundaciones afectan más a la economía y seguridad costeras que los grandes vientos.

Los daños son provocados por el oleaje de tormenta pues tiene la capacidad de deteriorar las estructuras marítimas a causa del incremento del nivel de mar, pues se encuentra relacionada con éste a la energía con la que las olas se transportan. Además, se dice que el daño causado por el oleaje de tormenta se comporta de una manera no lineal con el aumento en el nivel del mar, lo que ocasiona que sea siempre necesario prever la mitigación de los daños por oleaje a futuro.

b) Mitigación de la erosión en las costas.

Las tormentas generan episodios cortos de erosión, un caso ejemplar fue el suscitado en las costas de Cancún en el año 2005, cuando el huracán Wilma, de categoría 5 en la escala Saffir-Simpson, tocó tierra en las playas de Quintana Roo, generando intensas inundaciones y arrastrando consigo las arenas que formaban parte de la playa. Después de pesados trabajos de rellenos, y con inversiones de más de 8 millones de pesos, se reinyectaron en las playas de Cancún a lo largo de 11 kilómetros poco más de 8 millones metros cúbicos de arena, esto con el fin de permitir el turismo en la zona, La Jornada (2009).

Esto esclarece la necesidad de proteger las zonas costeras contra la erosión provocada por huracanes, pues se necesita solo un huracán para generar pérdidas económicas y naturales de grandes dimensiones, La Jornada (2009).

c) Restauración ecológica.

Un nicho explotable en el ámbito costero es la restauración de recursos ambientales como lo son humedales, pantanos, lagunas y demás

cuerpos que se encuentran cerca de las costas. La clasificación de las obras de restauración puede darse de acuerdo al lugar donde se planea mejorar un recurso ambiental. Así, existen las obras bajo el agua, tales como los arrecifes artificiales, restauraciones a los arrecifes de coral y de ostras, así como el uso del dragado para crear hábitats de aguas poco profundas, esperando que los cambios mejoren el ecosistema local a corto y mediano plazo.

Otra categoría son los proyectos de la interfase mar-tierra, en los cuales se pretende realizar mejoras a sistemas costeros tales como los manglares, pantanos, sistemas lagunares y bancos de arenas o lodos.

La última categoría es la de los proyectos tierra adentro, los cuales competen la restauración de las dunas de arena, los bosques marinos y la preservación de islas para la flora y la fauna.

2.1 Zona de abrigo:

De acuerdo con Cifuentes (1997) "Las *obras de abrigo y acceso* son las destinadas a proporcionar protección contra la acción de los elementos naturales, como los "diques de abrigo" o "rompeolas", que son fundamentalmente de dos clases, según el modo en que resistan el oleaje: "escolleras", que rompen la ola, y "diques verticales", que se encargan de reflejarlas."

Las características de la costa determinan la aproximación que se dará para el diseño de las obras de abrigo.

Así, se sigue que la zona de abrigo es la contenida dentro de las obras de abrigo.

2.2 Tipo de estructuras

De acuerdo con Gilbert *et al.* (1990) existen cinco alternativas para la protección costera, a saber: la acomodación, la protección, el mejoramiento costero, la retirada y el no aplicar ningún método.

Para Pope (1997) se presentan casos parecidos en su forma, tales son: refuerzo, moderación, restauración, abstención y adaptación. El refuerzo se identifica como definir la línea costera, la moderación como disminuir la erosión en la playa, la restauración en rellenar la playa, la abstención en no hacer nada y la adaptación en acomodarse de acuerdo a los cambios en la playa.

Dentro de los métodos de protección se encuentra la clasificación en rígidas y suaves, dentro de las primeras se hayan las paredes marinas, las murallas y los diques; los métodos suaves comprenden los rompeolas, muelles, uso de vegetación, los drenajes subterráneos, y la restauración costera. MCIEEUA-2010

Nos enfocaremos en la descripción de los diques y de los rompeolas, pues ambos sistemas forman parte del método de protección costera aquí analizado.

2.2.1 Diques

De acuerdo con la MCIEEUA-2010 "Sea dikes are onshore structure with the principal function of protecting low-lying areas against flooding. Sea dikes are usually built as a mound of fine materials like sand and clay with a gentle seaward slope in order to reduce the wave *run-up* and the erodible effect of the waves. The

surface of the dike is armored with grass, asphalt, stones, or concrete slabs”, figura 2.1.



Figura 2. 1 Dique para control de sedimentos (fuente: http://geoaphyprojectrules.blogspot.mx/2012/07/breakwaters_08.html)



Figura 2. 2 Espigón (fuente: <http://www.ohlinnovacion.com/soluciones-tecnologicas-innovadoras/cubipodo/>)

Producto a su naturaleza de baja permeabilidad, los materiales más usados para su construcción son las arenas, arenas limosas y arcillas MCIEEUA-2010. Síguese, además, que la pendiente es suave para prevenir el impacto de las olas y el ascenso de la lámina de agua por la escollera. A mayores pendientes del dique, mayor será la protección que requerirá, pasando desde el uso de hierbas al uso de concretos y asfaltos para proveer de una mayor seguridad a la estructura.

2.2.2 Rompeolas

En el manual del MCIEEUA-2010 pueden encontrarse definiciones a varios tipos de rompeolas.

Se debe considerar el uso de rompeolas en el caso de que se requiera disipar la energía del oleaje que llega a la costa

Los primeros de los que se da informe son los rompeolas desligados, los cuales consisten en pequeños rompeolas alejados de la costa y que no tienen una gran extensión (Mangor 2004) y que se fabrican de suelo pobre en forma de monte (MCIEEUA-2010). Mas no por eso dejan de ser útiles, siendo especialmente usados en el control de arenas en las playas, haciendo que aumente el volumen de arena en las zonas entre la playa y el rompeolas desligado, y provocando una ligera erosión de la playa al extremo final de la serie de rompeolas separados en dirección al flujo de agua, figura 2.2.

Para el caso de los rompeolas verdaderos, el MCIEEUA-2010 explica que existen algunos muy básicos, como lo son los de piezas sueltas, los cuales deberán ser mejorados con centros de materiales poco permeables y mallas de filtración para evitar el flujo directo del agua y sedimentos no requeridos entre los espacios de las piedras utilizadas para la construcción de estos rompeolas. Así, se sigue que los rompeolas se conformen en su mayoría con un núcleo de suelos finos y una capa armada, la cual está formada por las piedras grandes en sí. A estos rompeolas se les suele llamar de “materiales graduados”.

Existe caso especial de rompeolas de materias graduados, y son los rompeolas de forma reconfigurable, los cuales son esencialmente rompeolas con rocas o piedras de menor tamaño con la capacidad de un reacomodo entre ellas para adaptarse a la acción natural de las olas sobre la estructura. A continuación se muestra la figura 2.3, tomada del MCIEEUA-2010.

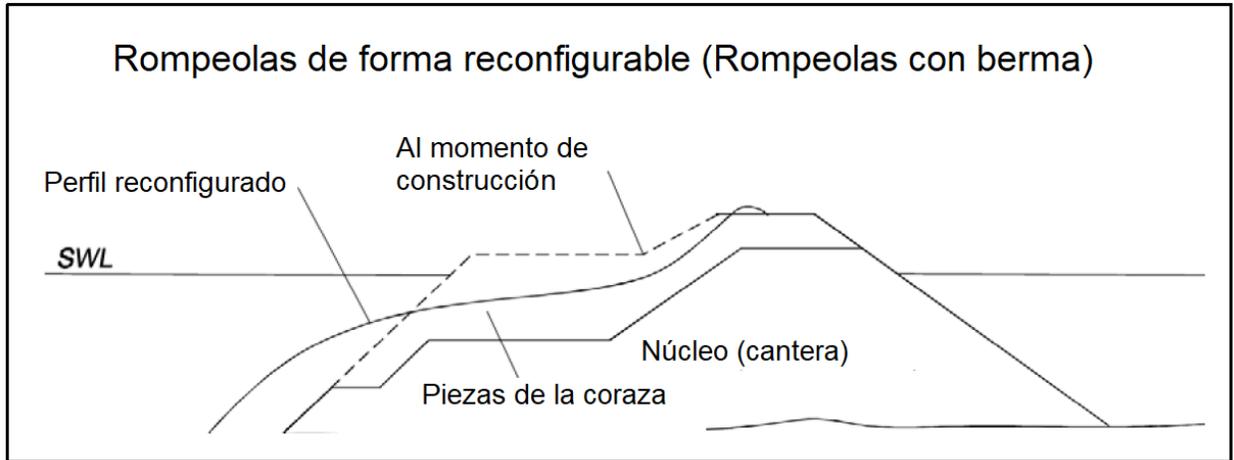


Figura 2. 3 Rompeolas reconfigurante (adaptada desde MCIEEUA-2010)

Existen también los rompeolas sumergidos, figura 2.4, los cuales, como claramente su nombre lo indica, son diseñados como rompeolas de piezas sueltas y tienen la totalidad de la estructura sumergida dentro del agua, por ésto toda la estructura se encuentra siempre bajo la acción del oleaje. Se usan sin distinción tanto los de piezas homogéneas como los de materiales graduados. La función principal de estos rompeolas es la restauración de las playas (Peña 2011), pues los sedimentos entrantes no encuentran salida pues el rompeolas impide su paso, y al intentar regresar al mar son redireccionadas a la playa por acción de las olas entrantes, logrando así un superávit en el volumen de arenas costeras (Peña 2011).

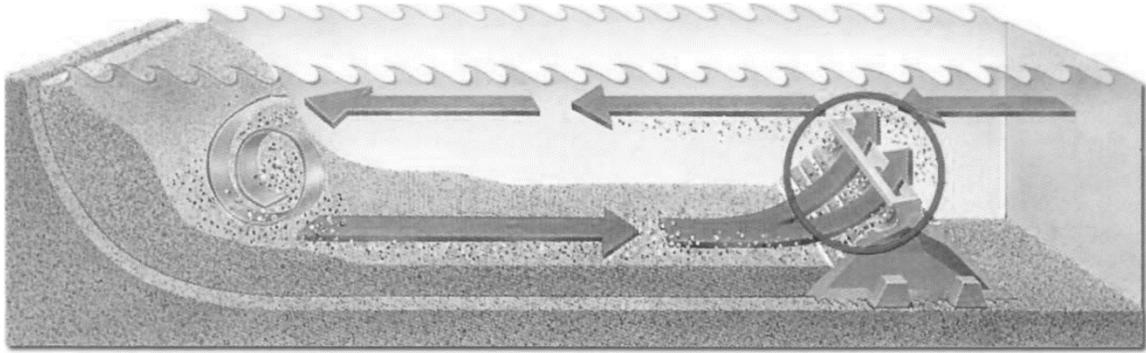


Figura 2. 4 Rompeolas sumergido para protección de playas (fuente: <http://www.forte.es/documentos/26/ct-arrecife.pdf>)

Otro grupo mayor de rompeolas lo componen los rompeolas de pared, o frente, vertical. Este grupo se subdivide generalmente en rompeolas convencionales y compuestos, aunque la definición atañe más a los formados por cajas de concreto o *caissons*. Los rompeolas compuestos, que son en su mayoría estructuras de concreto sobre montículos de piezas sueltas, son excelentes alternativas en aguas profundas, mientras que los convencionales, al consistir de estructuras desplantadas sobre una cama delgada de materiales sueltos son mejor opción para aguas poco profundas.

En Barrera (2015) pueden encontrarse una clasificación más precisa sobre los rompeolas principales.

Los arrecifes naturales, si bien no fueron construidos por la mano del hombre e intrínsecamente están unidos a la vida marina, por sus características son considerados rompeolas, pues la disipación de energía si bien no es comparable a aquella de las estructuras artificiales, han demostrado proveer un

frente de protección natural a la costa (Storlazzi *et al.* 2017). De acuerdo con Storlazzi *et al.* (2017), en Hawái ya se estudian, desde el punto de vista financiero y de prevención de riesgos, la posibilidad de utilizar los arrecifes como rompeolas como parte de la planeación de sistemas de protección costera.

2.2.3 Diseño y materiales utilizados en los rompeolas

Factores que influyen en la elección del rompeolas

La multifuncionalidad de los rompeolas posibilita una amplia gama de escenarios donde pueden ser utilizados. Como fue mencionado con anterioridad, el uso principal de los rompeolas es la protección de la zona de abrigo, pero también pueden utilizarse con fines turísticos.

En Pavías (2015) se mencionan algunos puntos a considerar para el diseño del rompeolas:

- 1.- Dimensiones del barco de diseño
- 2.- Vientos: reinantes y dominantes
- 3.- Oleaje: dirección, periodo, altura
- 4.- Corrientes marinas
- 5.- Nivel de marea
- 6.- Transporte litoral
- 7.- Condiciones del fondo marino
- 8.- Sismos en la zona

9.- Acciones: Cargas muertas, sobrecargas, flotabilidad, presiones hidráulicas y del suelo

Núcleo y piezas sueltas

El núcleo está compuesto de materiales poco permeables, estos materiales pueden ser arcillas, arenas o materias que tengan algún grado de permeabilidad, pero un tamaño de partícula pequeña, que se protegerá con geomallas o geotextiles en general. Esto último con el fin de evitar el transporte de los finos por acción del agua y que derruya el rompeolas en escombros. En la figura 2.5, puede apreciarse la posición de los geotextiles.

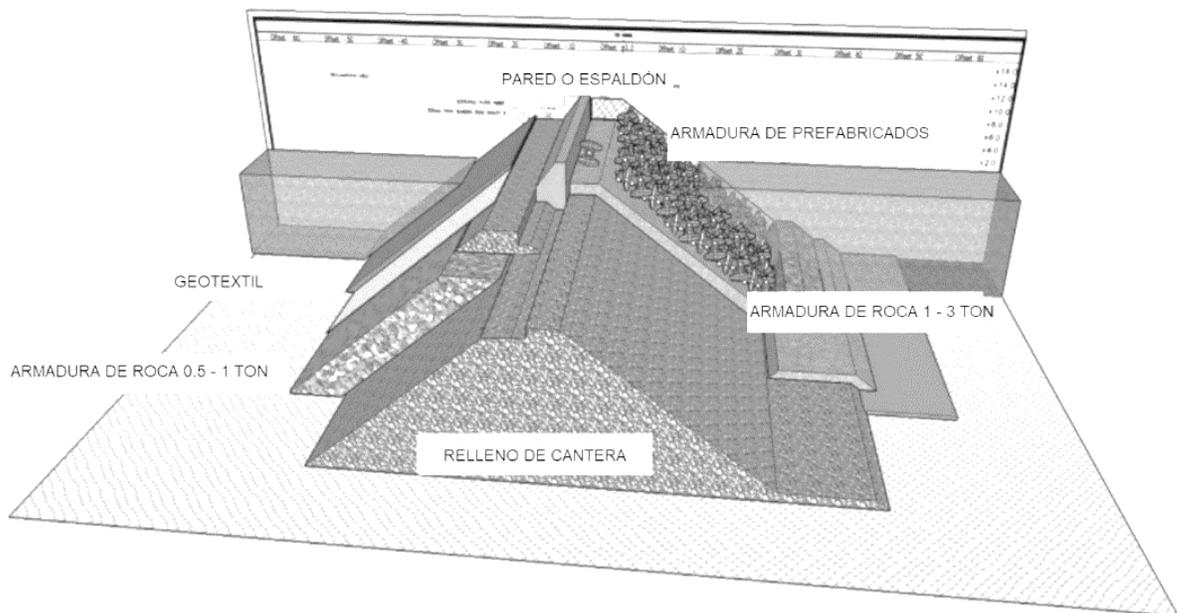


Figura 2. 5 Estructuración básica de un rompeolas (tomada de <https://www.slideshare.net/DavidHMoloney/sea-port-construction-project-execution-plan>)

Armadura o capa armada

La capa armada, superpuesta al núcleo de la estructura, es el principal frente de protección de toda la estructura, pues es aquí donde se buscará la disipación de la energía del oleaje.

Se describen cuatro grandes rubros en cuanto a los componentes de los rompeolas que pueden colocarse como parte de la capa armada, éstos son construidos con concreto; los rubros son masivos, abultados, delgados y multiperforados.

Los bloques masivos, denominados así por su evidente tamaño y complejidad, son los más pesados dentro de los componentes armados, siendo en su mayoría cubos o paralelepípedos de los cuales existen variaciones que permiten con canales a los costados e incluso agujeros en el centro de los mismos, conocidos como cubos estriados o “grooved cubes” en inglés. Su gran tamaño los convirtió durante una larga época en los favoritos de los constructores, pues sus secciones transversales son tales que los esfuerzos de tensión se ven reducidos, siendo el modelo *antifer* de los cubos estriados el preferido de entre los elementos de bloques masivos.

Los elementos abultados, a diferencia de los primeros, se caracterizan por poseer formas que permiten el acomodamiento mediante la fricción, pero que una vez colocados su movimiento es limitado. Dentro de este rubro se encuentran varios elementos de patente, como puede apreciarse en la figura 2.6.

Los elementos delgados son en su mayoría formas que combinan una parte cilíndrica en una dirección y otra más perpendicular a ésta. Los tetrapods y los

dolos son los más comunes. Un problema que se encuentra documentado es que muchos de los rompeolas que han fallado alrededor del mundo han sido aquellos contruidos con estos elementos, esto último debido a la facilidad con la que los esfuerzos de tensión producidos en sus escasas zonas de refuerzo superan la resistencia a la tensión de los elementos mismos.



Figura 2. 6 Core-Locs de 12 toneladas de peso (fuente: propia)

Diseño de rompeolas

A continuación se sigue el método de diseño propuesto en el MCIEEUA-2010.

El método sugiere la investigación de las siguientes dimensiones, figura 2.7:

- Altura de creta y ancho
- Capa superior de concreto
- Espesor de las capas de armadura e interiores
- Elevación inferior para la capa primaria
- Berma al pie para estabilidad de las capas

- Capas a barlovento y sotavento
- Capa secundaria
- Subcapas
- Capas de fondo
- Exceso al fondo para protección de la berma

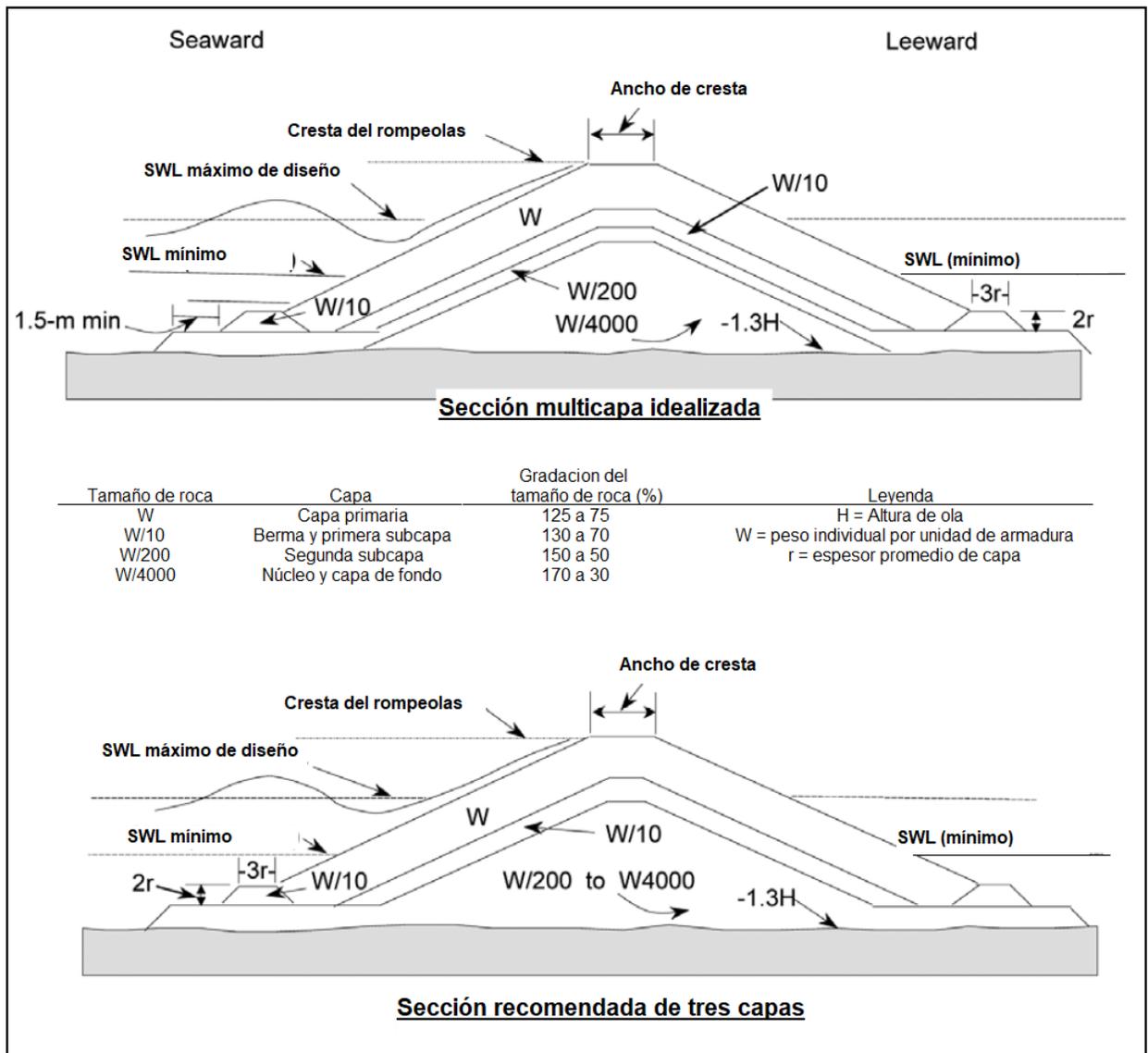


Figura 2. 7 Diseño de capas en rompeolas de piezas sueltas (adaptada desde MCIEEUA-2010)

Se deben conocer los siguientes datos:

1. Talud
2. Altura de ola significate, H_s
3. Periodo de ola pico, T
4. Profundidad al pie, d
5. Número de Iribarren, ξ
6. H_s al pie

Estos datos pueden obtenerse mediante métodos explicados con anterioridad en el presente trabajo.

A continuación se presenta tabla 5, tomada del manual del MCIEEUA-2010 para rangos de aplicación de ξ , la cual permite seleccionar algunos valores que vienen en mano en cálculos más adelante:

Tabla 5. Valores para A y C según su ξ (tomada de MCIEEUA-2010) para materiales permeables

Materiales impermeables					
ξ	Ru	ξ - límites	A	C	σ_{Ru} / Ru
ξ	Ru2%	$\xi_p \leq 2.5$	1.6	0	≈ 0.15

		$2.5 < \xi_p < 9$	-0.2	4.5	
	Rus	$\xi_p \leq 2.0$	1.35	0	≈ 0.15
		$2.0 < \xi_p < 9$	-0.15	3.0	

El ascenso máximo de la lámina de agua, Rus también puede calcularse con lo aquí propuesto.

Se presentan las relaciones de ajuste de datos para taludes impermeables:

$$\frac{R_{u\%}}{H_s} = \begin{cases} A\xi & ; 1 < \xi \leq 1.5 \\ B(\xi)^c & ; \xi > 1.5 \end{cases}$$

Para taludes permeables:

$$\frac{R_{u\%}}{H_s} = \begin{cases} A\xi & ; 1 < \xi \leq 1.5 \\ B(\xi)^c; & 1.5 < \xi \leq \left(\frac{D}{B}\right)^{\frac{1}{c}} \\ D & ; \left(\frac{D}{B}\right)^{\frac{1}{c}} < \xi \leq 7.5 \end{cases}$$

En la tabla 6, se muestran los rangos para los cuales se obtienen los parámetros A, B, C y D de la ecuación para taludes permeables.

Tabla 6. Valores de A, B, C y D para materiales permeables (MCIEEUA-2010)

Materiales permeables²				
Porcentaje¹	A	B	C	D
0.1	1.12	1.34	0.55	2.58

2	0.96	1.17	0.46	1.97
5	0.86	1.05	0.44	1.68
10	0.77	0.94	0.42	1.45
Ola significante	0.72	0.88	0.41	1.35
Promedio	0.47	0.60	0.34	0.82
¹ Nivel de excedencia dependiente al número de olas ² Los valores A, B y C son utilizables en las ecuaciones para materiales no permeables				

Otro dato importante es el número de estabilidad, N_s , para el tamaño de roca al pie, que puede calcularse con el método de Marckle (1989):

$$N_s = \frac{H}{\left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right) D_{50}}$$

después el número de estabilidad modificado para corriente, $(N_s)_c$, el cual se calcula con:

$$(N_s)_c = a \left(\frac{U + u}{\sqrt{gh_s}} \right)$$

Donde

$$u = \frac{gHT}{2L} ,$$

$$a = 51 \left(\frac{h_b}{h_s} \right) - 26.4$$

u la magnitud de la corriente

Si sucediese que $(N_s)_c > N_s$, entonces la roca al pie del rompeolas es inestable, y se debe proponer un nuevo valor para el tamaño de roca al pie.

Espesor de corona

Para el cálculo del espesor de corona se presenta la siguiente fórmula:

$$B = nk_{\Delta} \left(\frac{W}{w_a} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Donde

B es el ancho de cresta

n es el número de rocas, cuyo valor mínimo es 3

k_{Δ} es coeficiente de capa

W peso de la unidad primaria

w_a peso específico del material de la unidad

Ancho promedio de capas

El ancho de las capas se calcula mediante la siguiente expresión:

$$r = nk_{\Delta} \left(\frac{W}{w_a} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Donde

r es el ancho promedio de capa

n es el número de rocas, comúnmente igual a 2.

La densidad de colocación, esto es, el total de unidades por unidad de área:

$$\frac{N_a}{A} = nk_{\Delta} \left(1 - \frac{P}{100}\right) \left(\frac{W}{w_a}\right)^{\frac{2}{3}}$$

Donde

N_a es el numero requerido de elementos por unidad de área, A

P es el porcentaje promedio de porosidad de capa, tabla 7.

Tabla 7. Valores de distintos tipos de elementos para las ecuaciones de diseño de la armadura (MCIEEUA-2010)

	Unidad de armado	n	Colocación	k_{Δ}	P [%]
	Cantera (suave)	2	Aleatorio	1.02	38
	Cantera (rugosa)	2	Aleatorio	1	37
	Cantera (rugosa)	3	Aleatorio	1	40
	Cantera (paralelepípedo)	2	Especial	1.1	27
	Cantera	Graduado	Aleatorio		37
	Cubo (modificado)	2	Aleatorio	1.04	47
	Tetrapod	2	Aleatorio	0.02	50
	Tribar	2	Aleatorio	1.13	54
	Tribar	1	Uniforme	0.94	47
	Dolos	2	Aleatorio	0.94	56
Core-Loc	Vol < 5 m3				60
	5 < Vol < 12 m3	1	Aleatorio	1.51	63
	12 < Vol < 22 m3				64

Accropod	Vol < 5 m3				57
	5 < Vol < 12 m3	1	Aleatorio	1.51	59
	12 < Vol < 22 m3				62

Espesor de capa de rocas para erosión o *riprap*

El espesor para la capa contra erosión r es la mayor de entre los siguientes tres valores:

$$r = 0.3 \text{ m}$$

$$r = 2.0 \left(\frac{W_{50}}{w_a} \right)^{1/3}$$

$$r = 1.25 \left(\frac{W_{max}}{w_a} \right)^{1/3}$$

La densidad de colocación de los elementos puede calcularse con la expresión:

$$\frac{W_t}{A} = rw \left(1 - \frac{P}{100} \right)$$

Capas interiores

Las subcapas, de acuerdo con el MCIEEUA-2010 pueden calcularse con las recomendaciones dadas en la figura 2.7, una vez obtenidos los datos cuyas formulas se presentaron con anterioridad. Esta última recomendación solo es válida para aquellos rompeolas están a una profundidad mayor a $1.5H$, siendo H el parámetro de ola irregular para elección de unidad de armadura.

2.2.4 Pantallas deflectoras

Conocidas con el nombre de “espaldón” en la Península Ibérica, y en inglés como *crownwall* (pared de corona), son superestructuras de forma esencialmente angular que se colocan sobre rompeolas, o sobre diques, para una mejor protección de los caminos carreteros (Norgaard 2013).

A continuación se presenta la figura 2.8, tomada de Norgaard (2013), en la que se muestran algunas variantes de las pantallas.

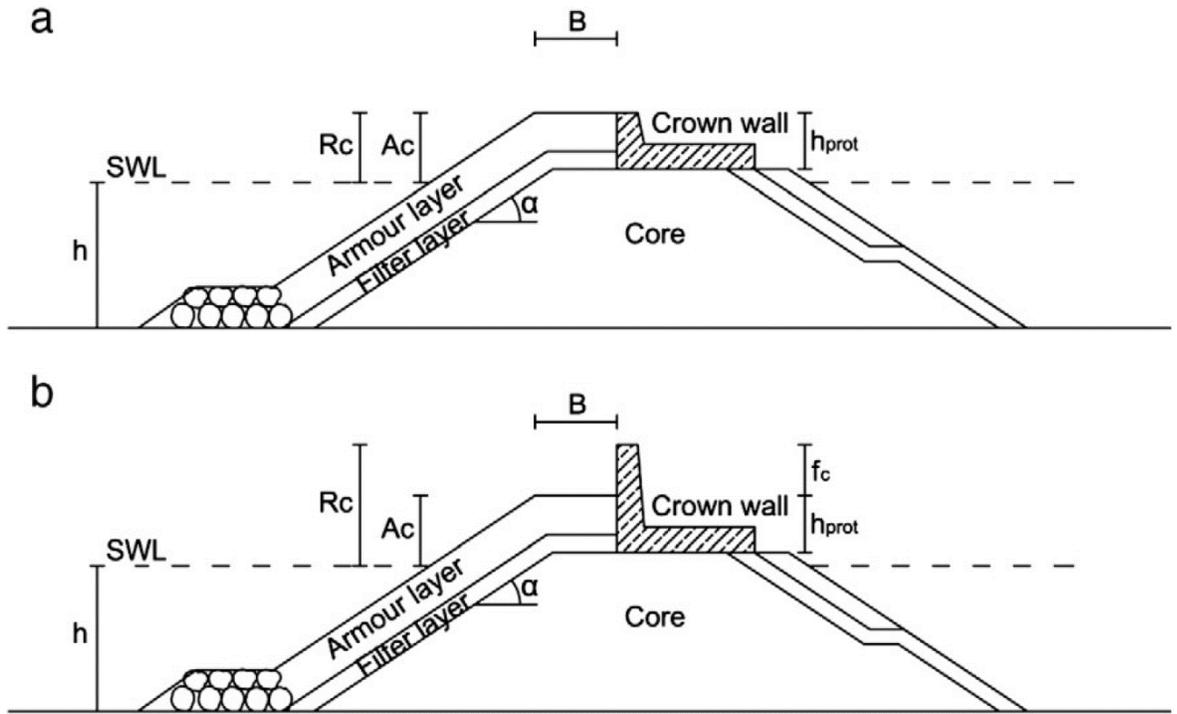


Figura 2. 8 Pantallas deflectoras (fuente: Nogaard 2013)

Estas estructuras de concreto son diseñadas en la actualidad mediante los métodos de Martin *et al.* (1999) y de Pedersen (1996), los cuales han sido mencionados con anterioridad.

Capítulo 3: Experimento de dique con espaldón

El presente trabajo está sustentado en las pruebas realizadas por Ruiz (2012) para un dique con espaldón en el Laboratorio de Puertos y Costas del Instituto de Ingeniería de UNAM.

Las pruebas de oleaje se llevaron a cabo en el Canal de Olas de dicho instituto, cuyas dimensiones son 37.00 m de largo, 1.20 m de largo y 0.79 m de ancho. La pared izquierda, vista desde la paleta generadora de olas, está formada por placas de vidrio templado de 2 cm de espesor, la pared derecha y el fondo por placas de acero inoxidable.

El sistema generador de olas, ubicado en un extremo del canal mismo, fue construido por la compañía HR Wallingford, en el Reino Unido, y consta de un pistón, el cual transmite la energía al agua mediante una placa de acero. Dicha placa, o pala, es capaz de generar olas de acuerdo a espectros cargados con anticipación al controlador de dicho sistema. Cuenta además con un par de sensores de nivel en las cercanías de la pala para que, mediante un sistema de absorción, se realice la medición del oleaje y se obtengan los datos de corrección por ondas re-reflejadas.

Este canal es llenado mediante el uso de tres bombas de 10 HP de potencia, las cuales pueden suministrar el agua desde un solo extremo, o desde ambos. La cisterna de almacenaje del agua tiene una capacidad de 24 m³, o 24 mil litros.

3.1 Descripción del método físico

El modelo utilizado para la elaboración de las pruebas consta de un dique de rocas homogéneas y de un espaldón de concreto. El dique tiene las dimensiones siguientes: 0.50 m de altura, 0.30 m de ancho de corona, talud de 1:2 en la cara expuesta, y de 1:1.5 en la cara protegida, esto es, sobre la cual llegan las olas y la que se encuentra de lado opuesto, respectivamente. Las rocas que forman el dique tienen un D_{50} de 0.055 m, y un peso específico de 2566 kg/m^3 . Se fijó la profundidad de pie de dique en 0.40 m, dejando los restantes 0.10 m como bordo franco (Ruiz 2012).

La pieza de concreto utilizada como espaldón es una pieza monolítica con forma de ángulo L en su sección transversal. La pieza tiene una pared de 30 cm de altura, una longitud de 35 cm y un ancho de 79 cm ambas placas tienen un espesor de 5 cm y fue colada con un concreto de 2300 kg/cm^3 según lo descrito por ella. La figura 3.1, esquematiza el modelo, las dimensiones están en metros.

Los sensores, de 2 cm de diámetro, fueron colocados a una distancia de 1 cm entre paños; para lograr además que la pieza no fuese fracturada por el agua al tener una zona central de huecos se eligió una configuración en “tres bolillo” distanciando los sensores 5 cm en el plano horizontal. Ver figuras 3.2 y 3.3

De acuerdo a los cálculos realizados por Ruiz (2012), los valores de ola determinante y periodo pico de ola, 18.0 cm y 1.5 s respectivamente, fueron

calculados mediante el método de Martin, la justificación dada es el hecho de que es el método con el mejor ajuste de datos con diques permeables reales.

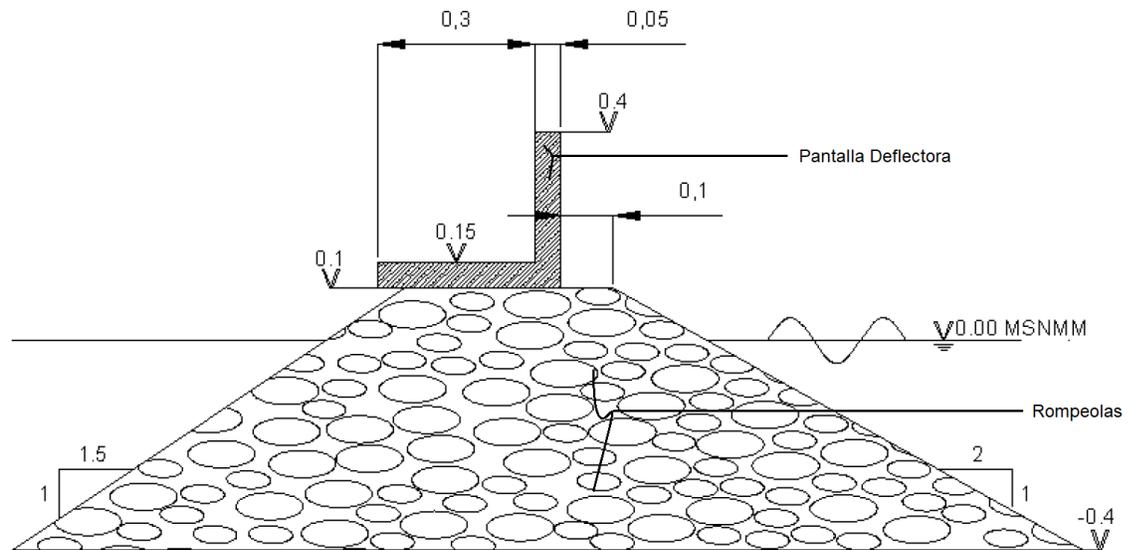


Figura 3. 1 Esquema del modelo ensayado (tomada de Ruiz (2012))

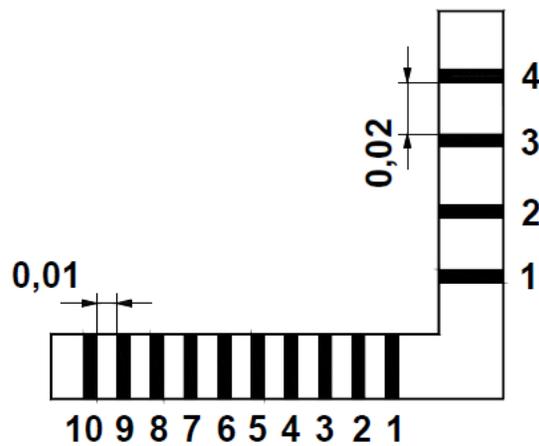


Figura 3. 2 Distribución de los sensores a lo largo del modelo (tomada de Ruiz 2012)



Figura 3. 3 Configuración de “tres bolillo” (tomada de Ruiz 2012)

3.2 Descripción del método matemático

A partir del análisis de las series de oleaje presentadas se determinó una serie temporal de presión en términos de la media cuadrática (root mean square, *rms*, en inglés) para cada prueba en cada escenario y cada estado, lo que provocó que se obtuvieran tres distintos diagramas para la presión vertical y tres para la horizontal por cada prueba, haciendo un total de 96 series de presión contra tiempo, 48 verticales y otras tantas horizontales, esto es cuatro profundidades de dique, cuatro periodos de ola, tres alturas de ola y dos direcciones de lectura de presiones. Esto se logró mediante el cálculo de las áreas bajo la curva de cada diagrama de *rms*, con lo que se obtiene la fuerza por unidad de longitud, y que servirá de base para localizar el tiempo crítico de estabilización, a partir del cual

los resultados marcan que la ola no produce variación alguna en las fuerzas actuantes sobre el espaldón, o muy cercana a cero, y que además es único para cada prueba.

Mediante la inspección de los diagramas presión-tiempo para cada estado, se redujo la lista de 96 a 7 posibles tiempos críticos, pues los restantes diagramas presentan una nula tendencia a la estabilización durante el periodo de pruebas; de estos pocos se determinó mediante la aplicación de la segunda derivada que el tiempo crítico se encuentra en los 78 segundos, siendo el tiempo crítico más alejado para todos los que se analizaron, dando así certeza que a partir de dicho periodo todas las pruebas habrán alcanzado la estabilización.

El consiguiente análisis es el de puntos por ola, tomando cinco olas a partir de los 78 segundos, 78.3 s para el periodo de 0.9 s, 78.1 s para 1.1 s y 78 s para 1.3 s y 1.5 s.

Para cada ola se determinaron nueve puntos a cada octavo de ola, siendo el noveno punto el primero de la siguiente ola, véase la figura 3.4.

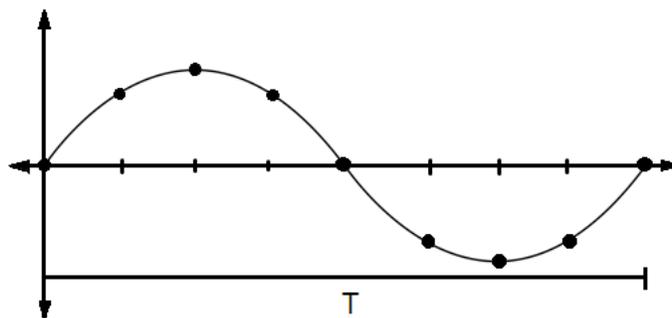


Figura 3. 4 Seccionamiento de onda (fuente: propia)

De cada punto en el tiempo, se obtuvieron los diez valores de presión para los datos horizontales y los cuatro para los verticales, después, de las cinco olas se obtuvieron los promedios de cada punto, para así obtener ocho diagramas finales tanto verticales como horizontales, y proceder al análisis de simultaneidad.

Este último consiste en un simple cálculo de momento de volteo, para lo cual se toman los puntos del diagrama de y se calcula el área de la gráfica y el centroide de la misma, después una simple operación aritmética de área, que como se explicó con anterioridad representa la fuerza por unidad de longitud, por brazo de palanca nos resulta el momento de volteo buscado y finalmente se realiza la suma de momentos alrededor de la esquina y se obtiene el momento de volteo generado por el sistema de olas con el que se puso a prueba el rompeolas.

3.2.1 Consideraciones al modelo matemático:

Resulta necesario explicitar algunos puntos sobre las consideraciones al modelo matemático, respecto a la linealidad de las presiones se supone que las mediciones varían de forma lineal una respecto a la otra, esto es, la medición en dada por cualquier sensor está relacionado al siguiente o anterior mediante una línea recta que una dichos valores, despreciando cualquier posibilidad de distribuciones no lineales en la variación de datos. Esto con el fin de simplificar los resultados y el análisis.

De manera similar se supone que la presión desde el primer punto de contacto del agua con la ola hasta el primer sensor es igual a la medición del primer sensor, resultando en un rectángulo de presión que va desde el punto cero

hasta el primer sensor. Además, desde el último sensor hasta el último punto de contacto del espaldón con el agua se considera que presión desciende a cero con una distribución lineal, para así dejar de ejercer presión la ola sobre la estructura.

Finalmente se supone que la presión es constante a lo ancho del canal, ignorando los esfuerzos tangenciales que se producen a lo largo de las paredes por el movimiento del agua, y que reducen la velocidad de la misma en el punto de contacto, esto considerando que las mayores velocidades se registran en el centro del canal y a una profundidad alrededor de 20% de la altura del agua en el canal. Con esto se permite la distribución de los sensores en “tres bolillo”, pues sin importar la distancia horizontal de los sensores con respecto al ancho del canal, lo que nos interesa es conocer los valores en el eje vertical.

3.3 Resultados

A continuación se presentan los resultados obtenidos de los análisis descritos anteriormente.

3.3.1 Presión de *RMS* y Máximos en cada prueba

A continuación se presenta los diagramas resultantes de algunas pruebas en las presiones verticales tanto para las *rms* como para los valores máximos.

Debe advertirse que en muchos de los diagramas de presiones máximas se presentan cambios en el flujo de la presión, presentándose presiones negativas, además, el gráfico representa el valor de la medición, no la dirección de las presiones, y como consecuencia estas últimas se encuentran invertidas, esto se da en las pruebas donde el dique se encontraba al nivel del agua o sumergido a

cinco centímetros, tomando en cuenta que los valores negativos en las presiones se debe a una falta de agua y no a una depresión en el agua, y como resultado, en los cálculos que se realizan más adelante, estos valores se suponen iguales a cero.

Cabe destacar que en las presiones verticales el eje de las abscisas hace referencia al número de sensor y no a la separación entre centros de estos últimos.

Profundidad: 0 cm

0.9 s – 10 cm

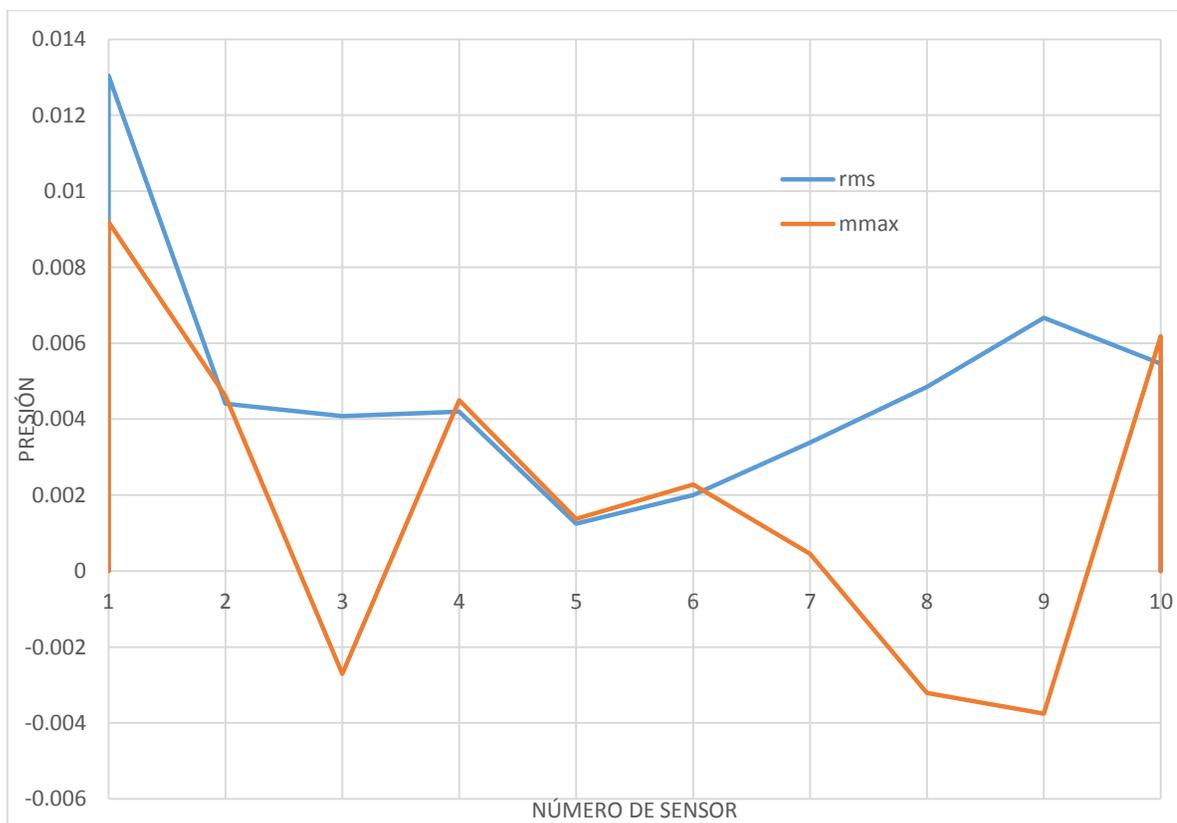


Figura 3. 5 Resultados de RMS y máximos 1 (fuente: propia)

0.9 s – 14cm

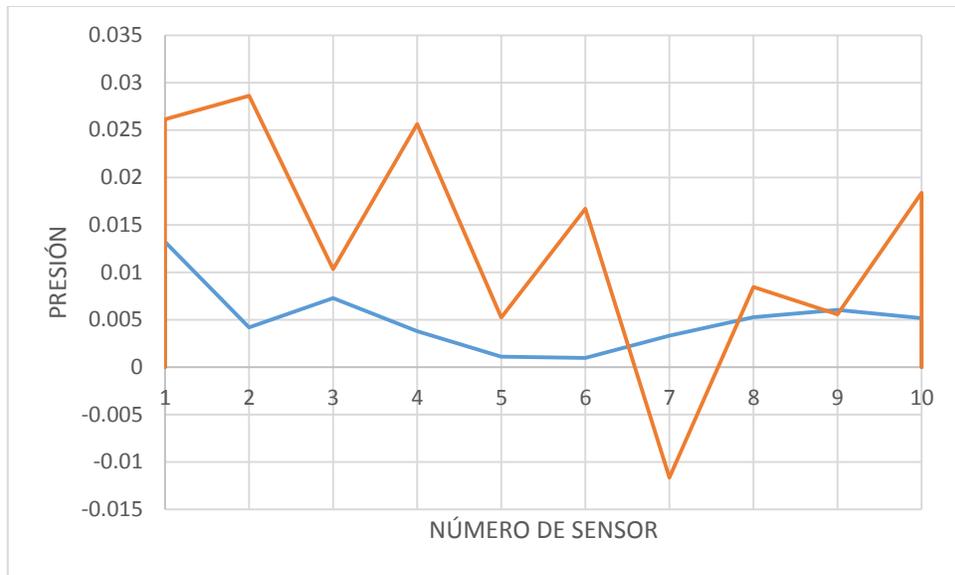


Figura 3. 6 Resultados de RMS y máximos 2 (fuente: propia)

0.9 s – 18cm

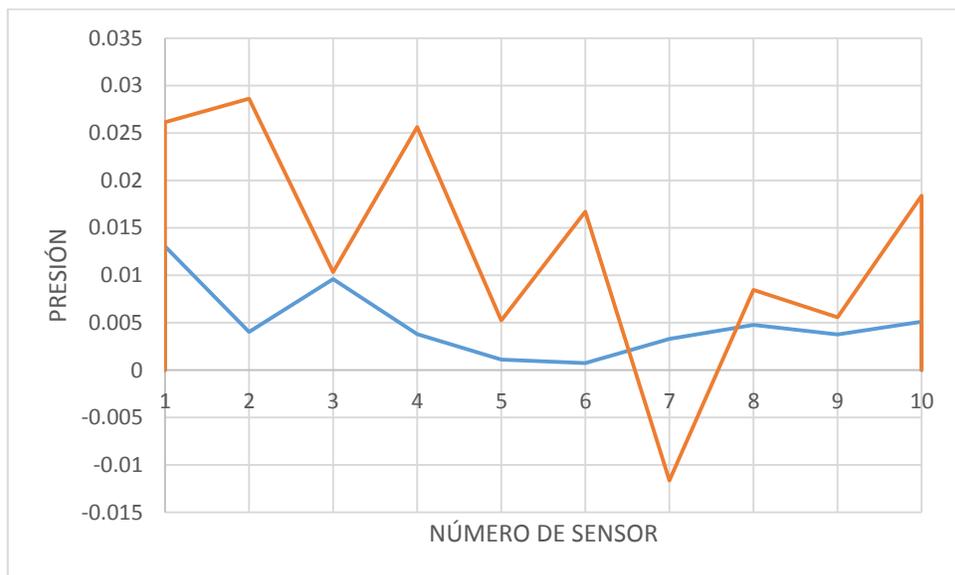


Figura 3. 7 Resultados de RMS y máximos 3 (fuente: propia)

Profundidad: 5 cm

0.9 s – 18cm

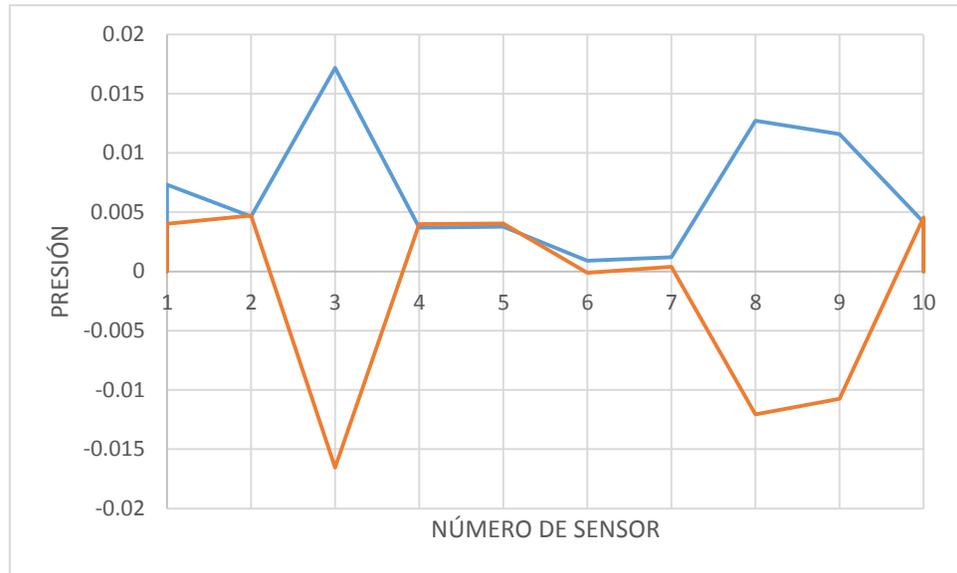


Figura 3. 8 Resultados de RMS y máximos 4 (fuente: propia)

1.3 s – 14 cm

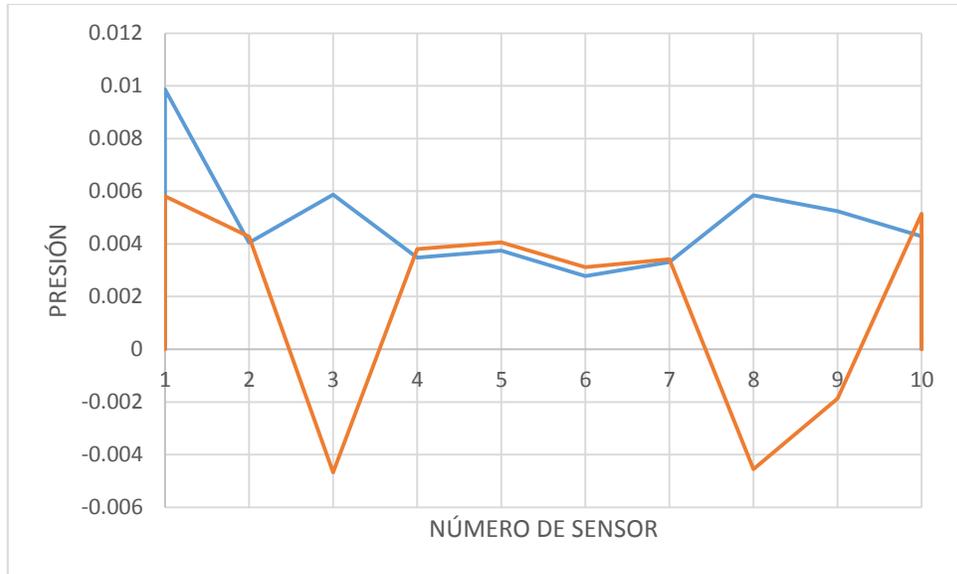


Figura 3. 9 Resultados de RMS y máximos 5 (fuente: propia)

1.1 s – 14 cm

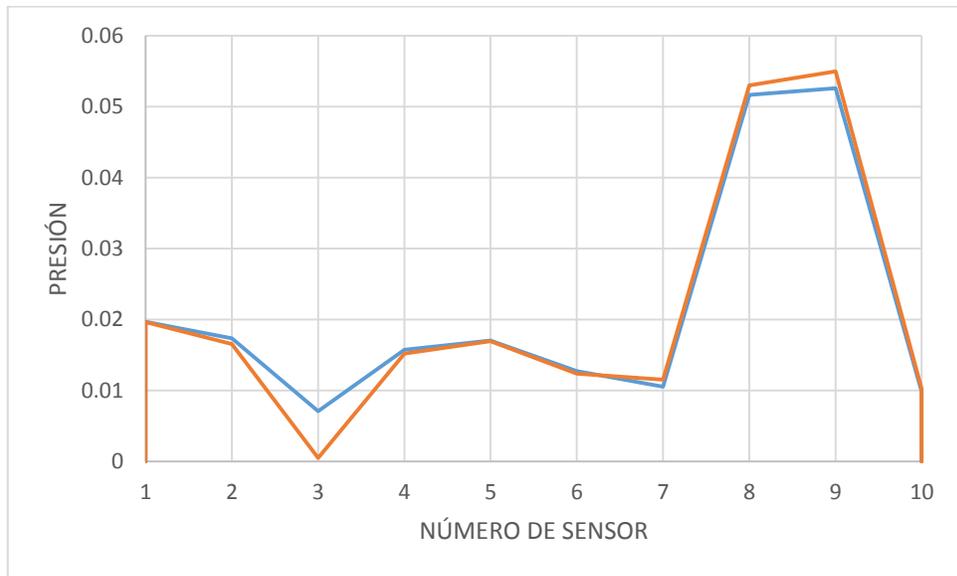


Figura 3. 10 Resultados de RMS y máximos 6 (fuente: propia)

1.5 s – 10 cm

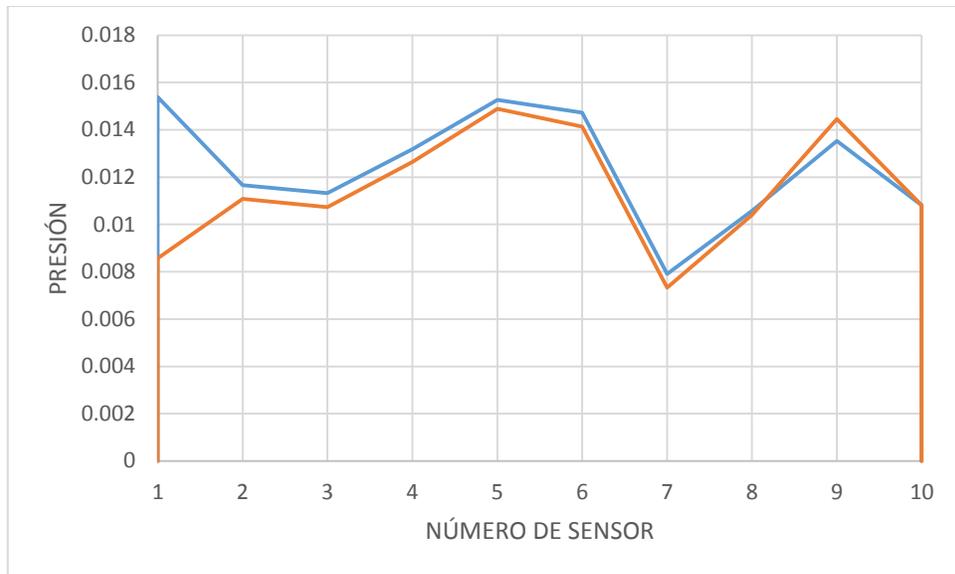


Figura 3. 11 Resultados de RMS y máximos 7 (fuente: propia)

3.3.2 Series temporales de presión

Se presentan, como parte del proceso de selección de datos para el análisis de olas por puntos, algunas series de presión contra tiempo, en las cuales puede apreciarse un fenómeno de inestabilidad en tanto en presiones verticales como en las horizontales, los cuales dejan de ser perceptibles conforme la pared deflectora se sumerge en el agua para hacer las pruebas. Las series de tiempo presentadas en este espacio son tomadas de manera aleatoria, a excepción de aquellas donde es clara la tendencia a la estabilidad, las cuales tienen una línea de tendencia marcada con una línea punteada, ajustada a una ecuación lineal de sexto grado, sin embargo bien podría haberse hecho una regresión lineal por secciones, esto como consecuencia de que existe secciones visiblemente

ascendentes, y las en subsecuentes se nota con claridad la estabilidad en las presiones.

0 m – 0.9 s – 10 cm – V

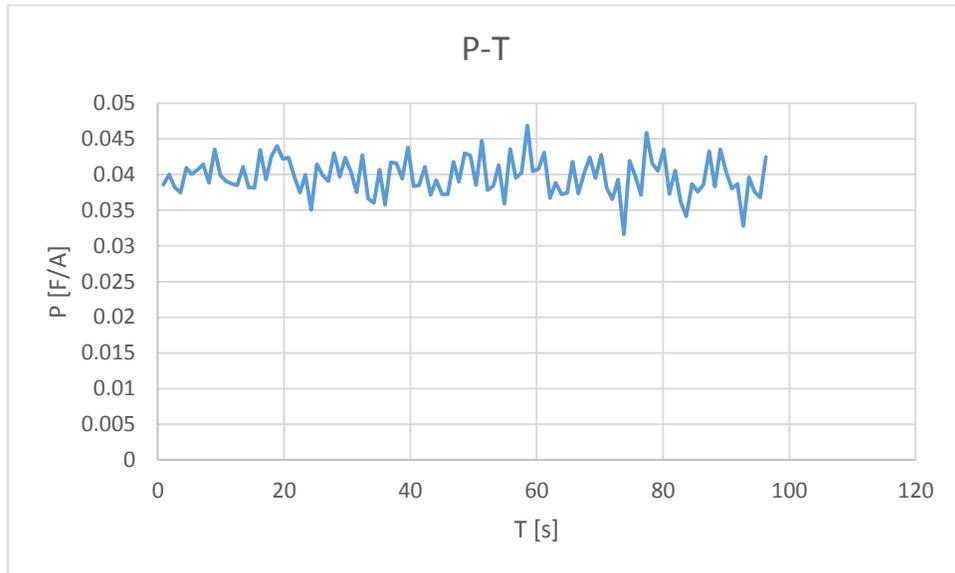


Figura 3. 12 Serie Presión – Tiempo 1 (fuente: propia)

0 m – 0.9 s – 10 cm – H

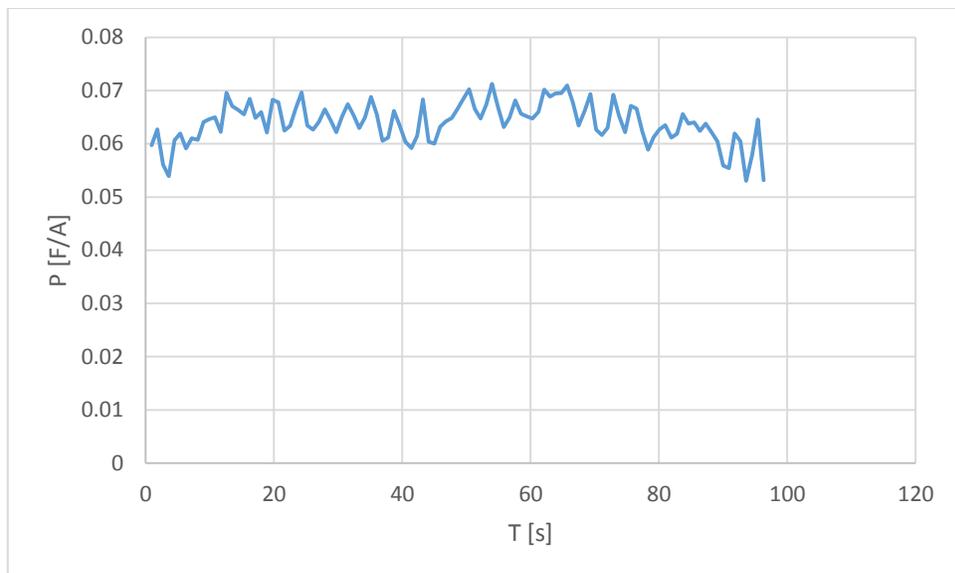


Figura 3. 13 Serie Presión – Tiempo 2 (fuente: propia)

0 m – 0.9 s – 14 cm – V

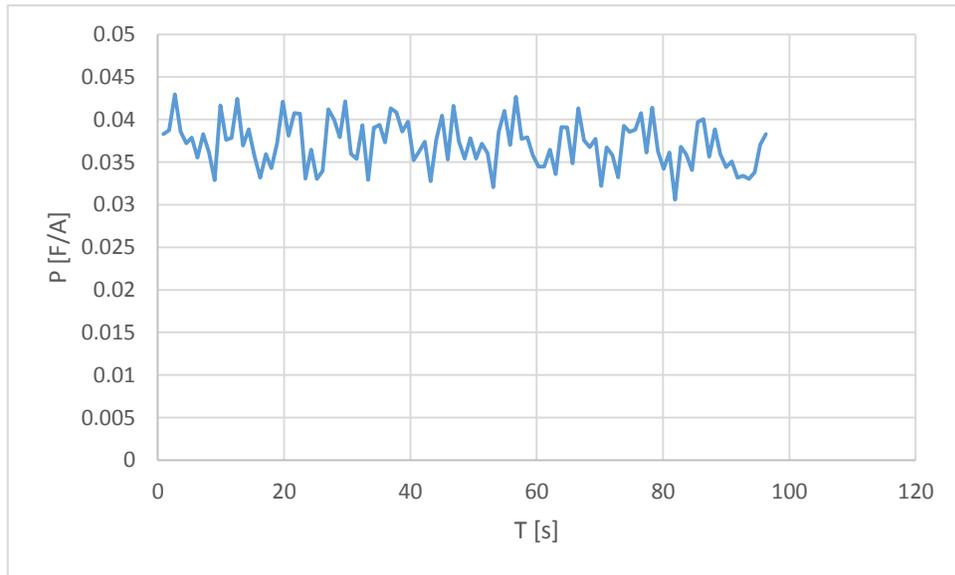


Figura 3. 14 Serie Presión – Tiempo 3 (fuente: propia)

0 m – 0.9 s – 14 cm – H

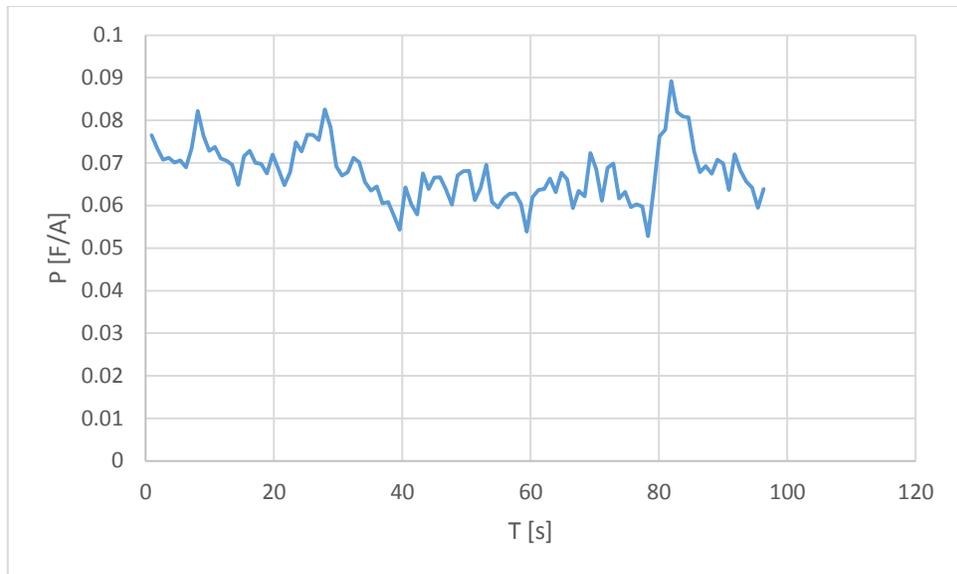


Figura 3. 15 Serie Presión – Tiempo 4 (fuente: propia)

0 m – 0.9 s – 18 cm – V

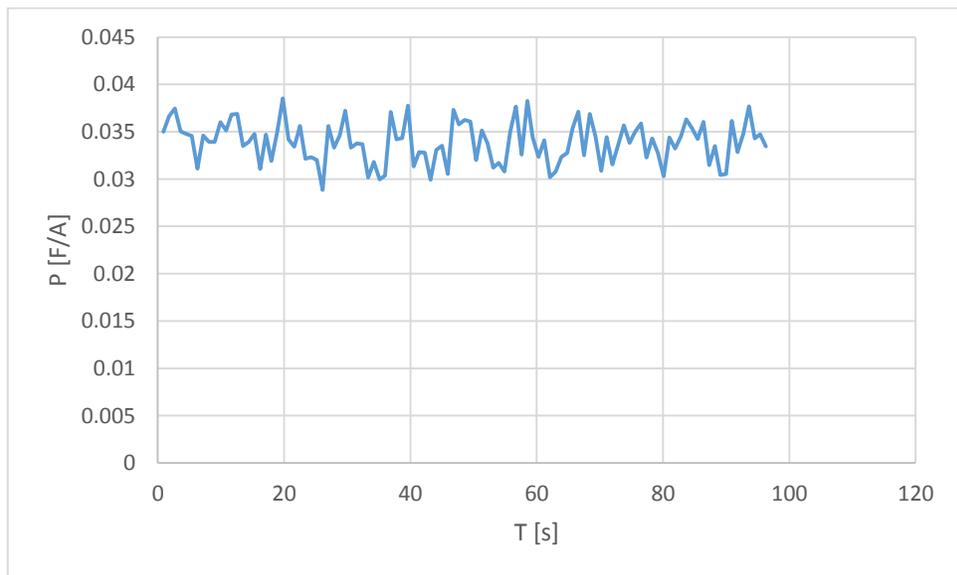


Figura 3. 16 Serie Presión – Tiempo 5 (fuente: propia)

0 m – 0.9 s – 18 cm – H

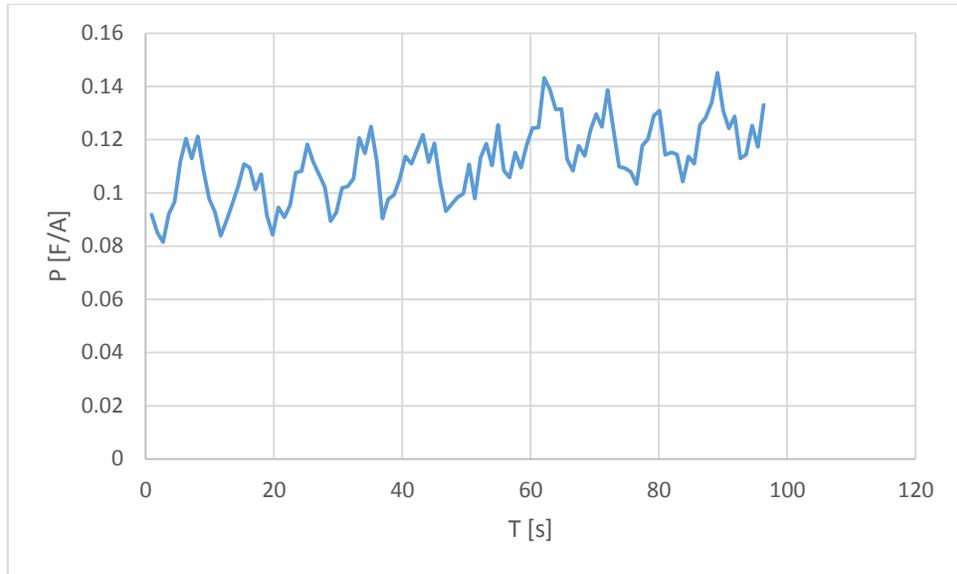


Figura 3. 17 Serie Presión – Tiempo 6 (fuente: propia)

10 cm – 1.1 s – 10 cm – V

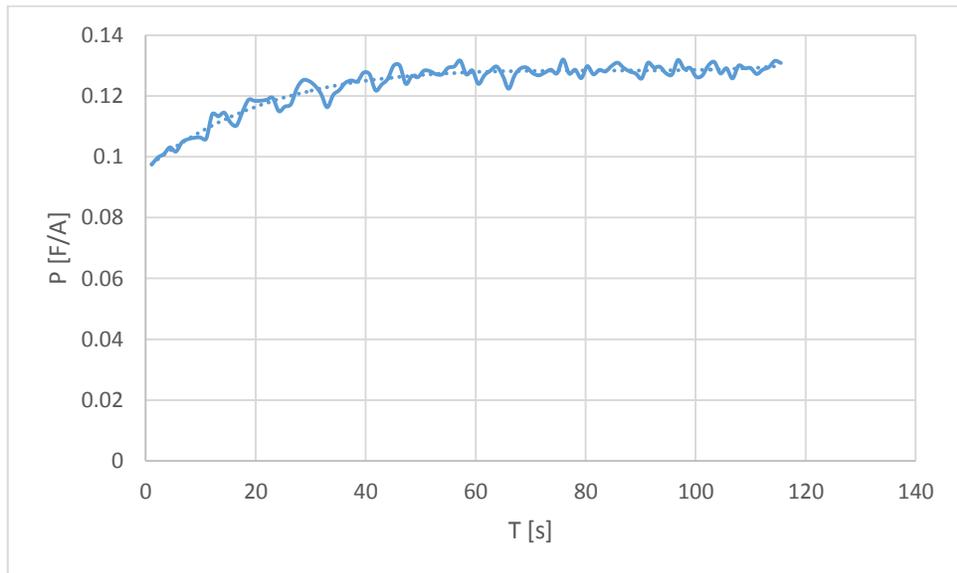


Figura 3. 18 Serie Presión – Tiempo 7 (fuente: propia)

10 cm – 1.1 s – 14 cm – V

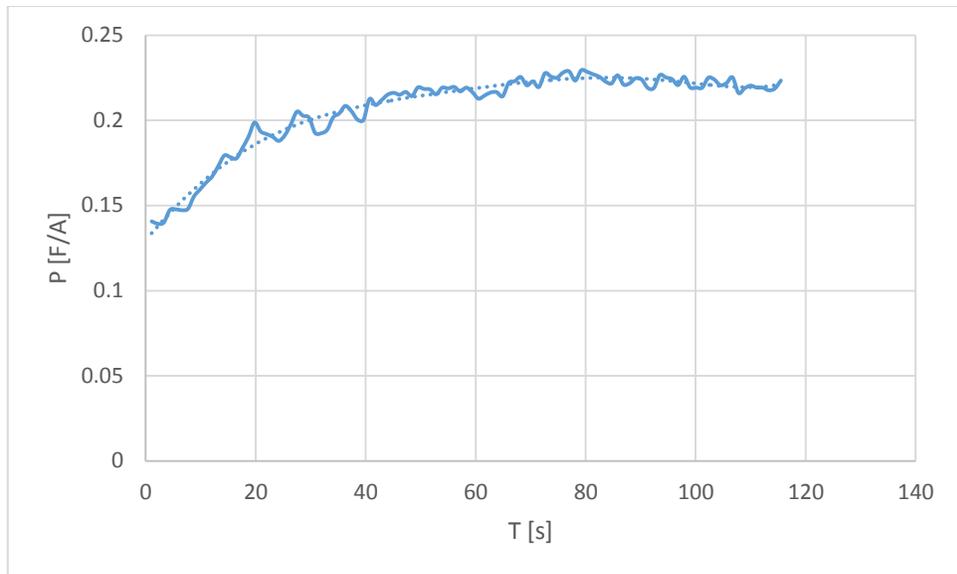


Figura 3. 19 Serie Presión – Tiempo 8 (fuente: propia)

10 cm – 1.3 s – 10 cm – V

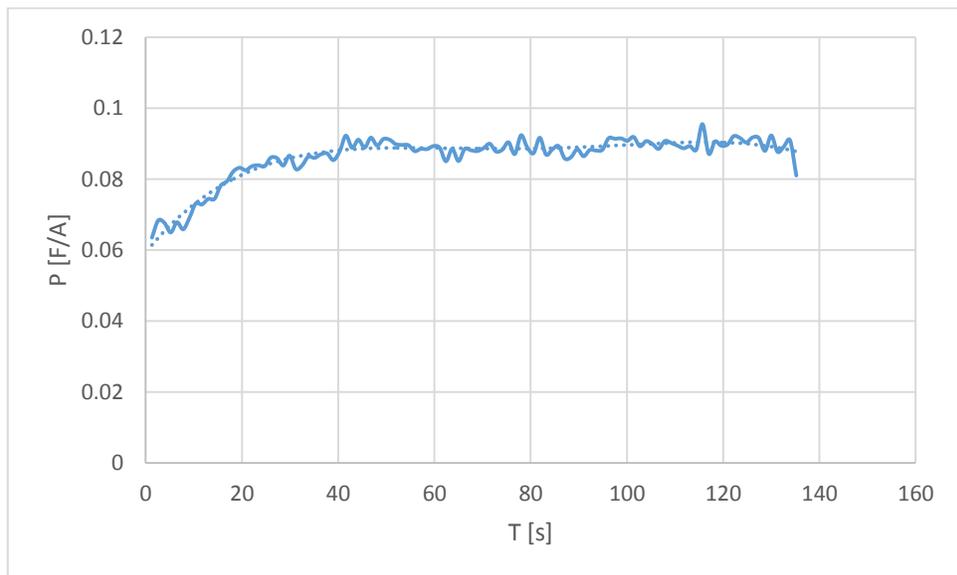


Figura 3. 20 Serie Presión – Tiempo 9 (fuente: propia)

15 cm – 0.9 s – 10 cm – V

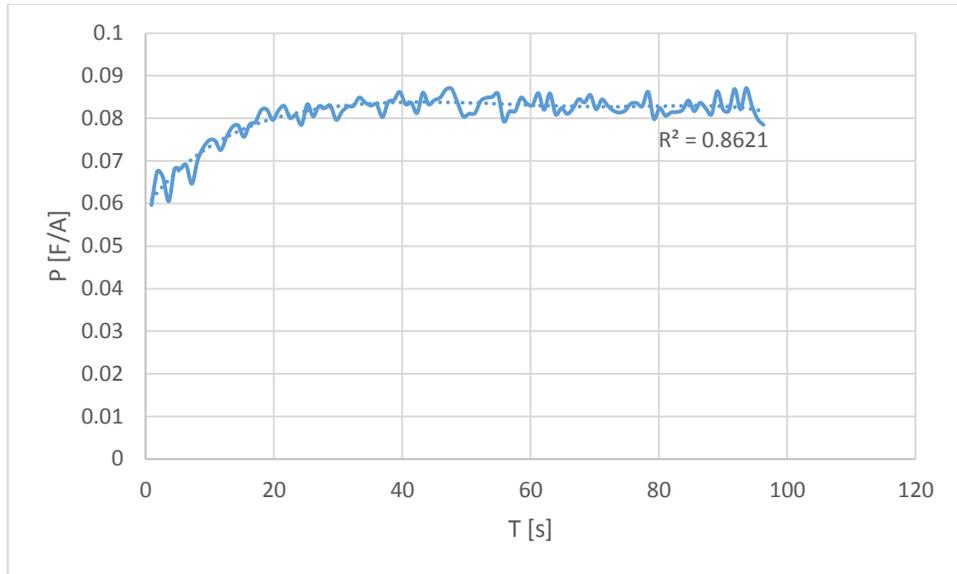


Figura 3. 21 Serie Presión – Tiempo 9 (fuente: propia)

15 cm – 1.1 s – 10 cm – V

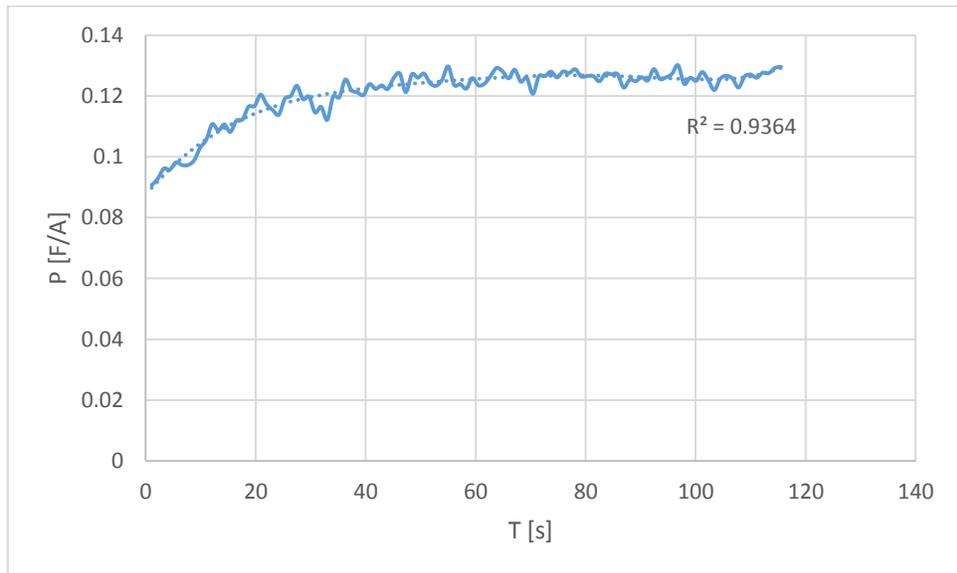


Figura 3. 22 Serie Presión – Tiempo 10 (fuente: propia)

15 cm – 1.1 s – 14 cm – V

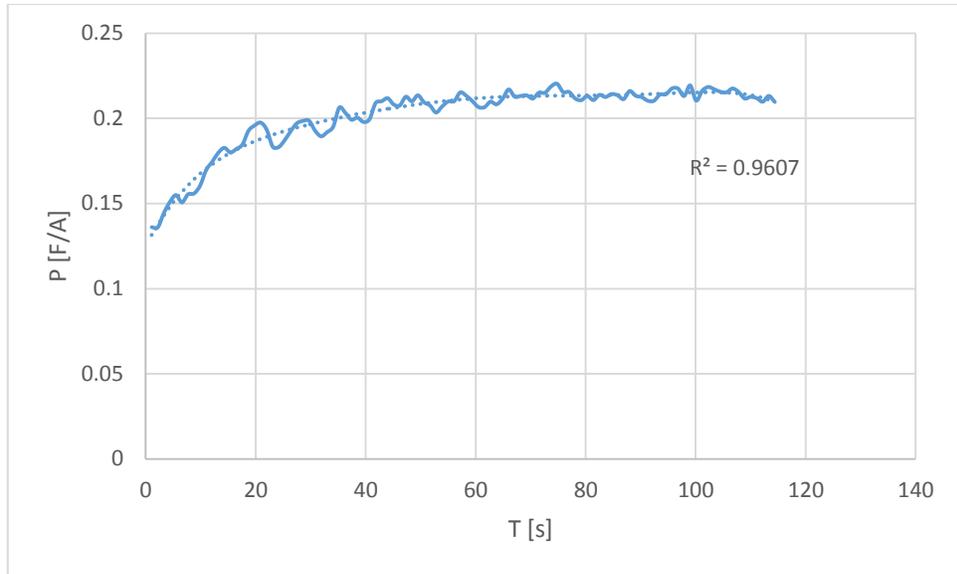


Figura 3. 23 Serie Presión – Tiempo 11 (fuente: propia)

15 cm – 1.1 s – 18 cm – V

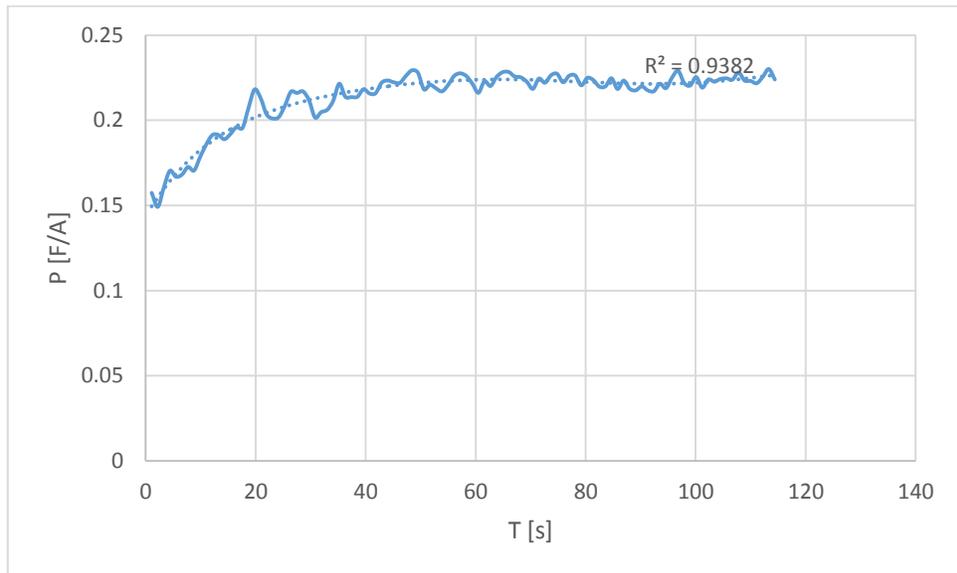


Figura 3. 24 Serie Presión – Tiempo 12 (fuente: propia)

15 cm – 1.3 s – 14 cm – V

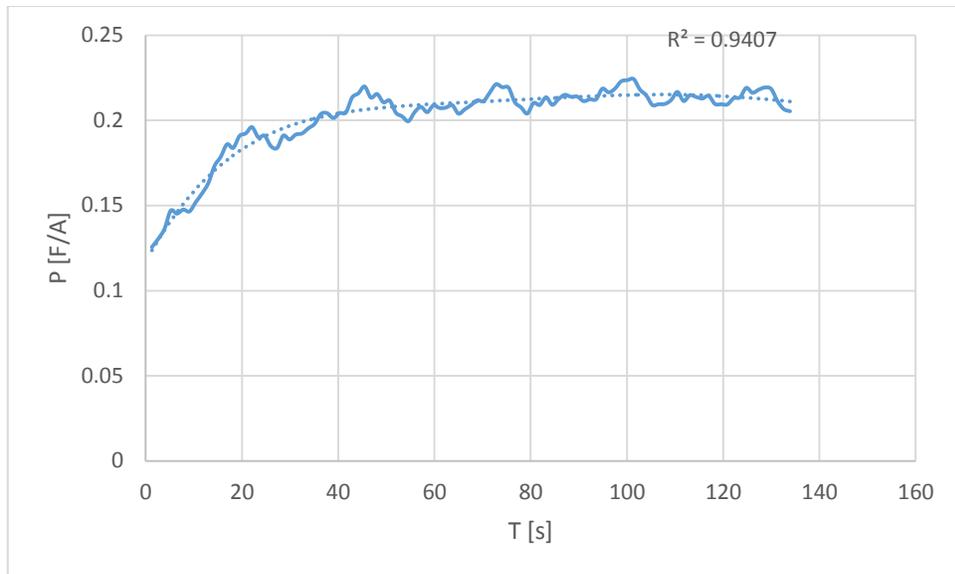


Figura 3. 25 Serie Presión – Tiempo 13 (fuente: propia)

3.3.3 Series de presiones por puntos en la ola

Como se mencionó con anterioridad, después de haber fijado el tiempo crítico de estabilización, se procedió al cálculo de presiones por sección de ola, esto es, en momentos específicos dentro de la onda desde su inicio hasta que concluye su periodo. A continuación se presentan algunos diagramas de los resultados obtenidos a partir de este proceso. Para las figuras siguientes se ha propuesto llamar sección 1 al instante en que la onda vale $0T$, hasta la sección 8 cuando la onda se encuentra en el valor $0.875T$, pues el noveno valor, cuando T ha sido alcanzado, se vuelve al punto inicial de la onda. Se debe recordar que estos diagramas corresponden a las cinco olas consecuentes al tiempo crítico promediadas. Se presentan a continuación algunas gráficas del conjunto así como de la sección donde se presenta el mayor momento de volteo. Cabe destacar, al igual que en

una sección anterior, que en las presiones verticales el eje de las abscisas hace referencia al número de sensor y no a la separación entre centros de estos últimos, de la misma forma se presentan para las presiones verticales en el eje de las ordenadas al número de sensor.

3.3.4 Localización de los estados de mar respecto a la sección que presenta el momento máximo

En el estudio de simultaneidad no solo se busca localizar en qué momento se presenta el momento máximo de volteo producido por las presiones, sino también buscar con qué frecuencia aparecen los tiempos de onda y en que grupos de ola se dan. Con este fin se presenta en la figura 3.26 la frecuencia con que los momentos máximos se presentan en cada una de las secciones de onda manejadas. Puede apreciarse que hay una clara tendencia a la izquierda, en momentos de volteo cuando apenas se está presentando la ola.

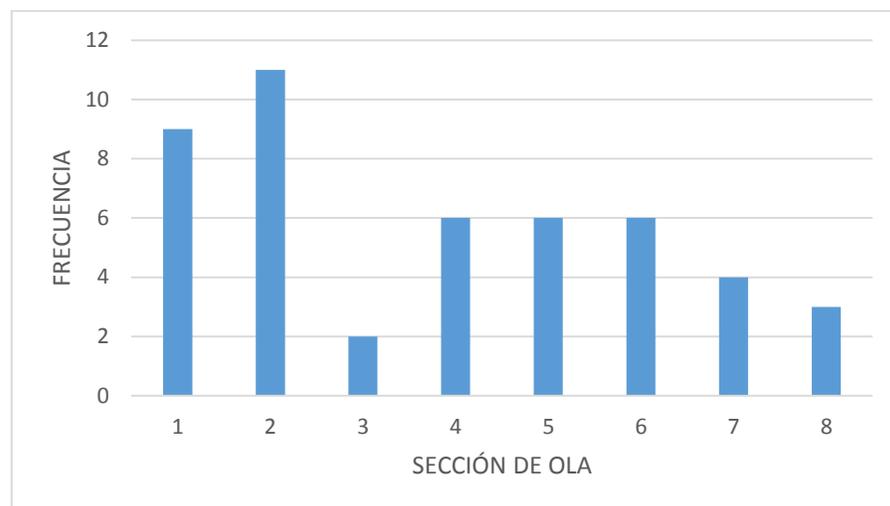


Figura 3. 26 Frecuencia de momentos máximos en distintos momentos de la onda (fuente: propia)

También se determinaron en que instante de la ola se presentaron los momentos en cada grupo, separado por profundidad de espaldón, periodo y altura de ola.

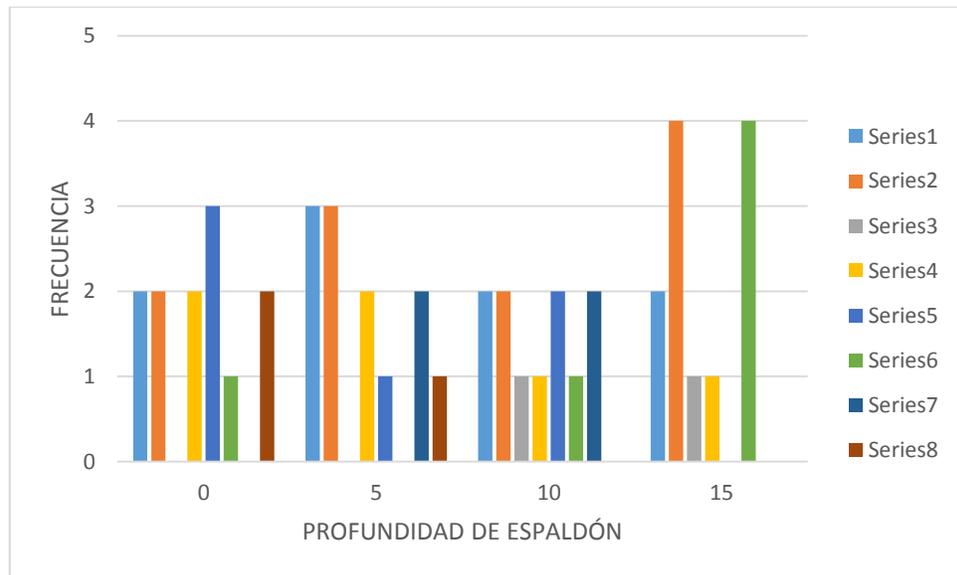


Figura 3. 27 Frecuencia de secciones por profundidad de espaldón (fuente: propia)

De la observación simple pareciera que para el caso de los espaldones sumergidos hasta los 10 cm no existe una clara tendencia en el momento en que se presenta el momento máximo, lo cual puede implicar que el espaldón no resiente el ingreso o egreso de la ola de manera muy específica. En cambio, para el caso de la pared sumergida a los 15 cm, la sección 2 y la 6 presentan una clara preponderancia a que ocurran en ellos los momentos máximos, luego, puede decirse que justo después que la onda hace contacto, o justo después que comienza a retroceder, la ola generará las presiones máximas en la parte inferior del espaldón.

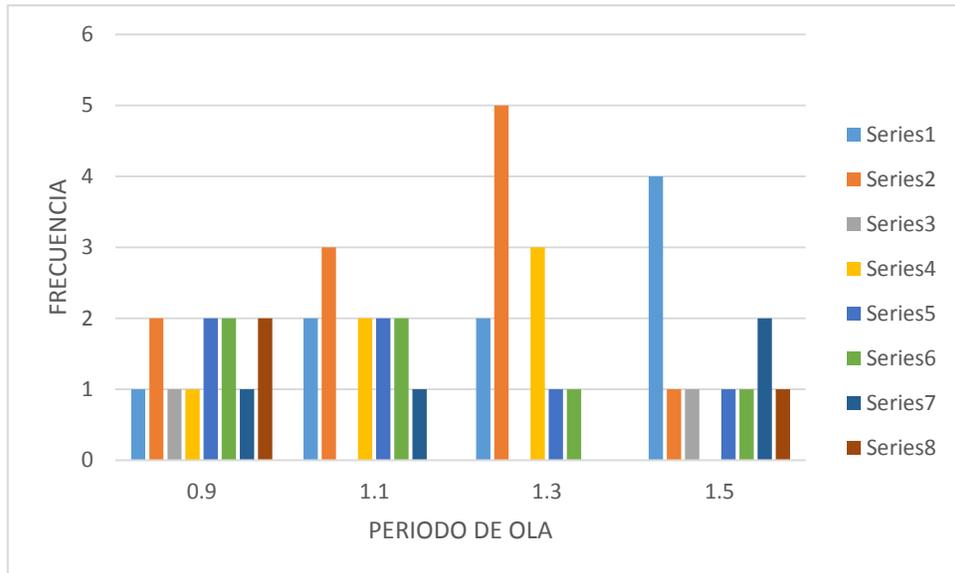


Figura 3. 28 Frecuencia de secciones por periodo de ola (fuente: propia)

Para el caso de las secciones de ola, nuevamente se observan tendencia en los datos hasta cuando la ola tiene un periodo de 1.3 s y 1.5 s, siendo más notorio en los datos para un periodo de 1.3 s. En aquel también se observa una clara ausencia de los máximos en los últimos instantes de la presión, y en el último se nota que si bien sí se presentan en casi todas las secciones, la tendencia se encuentra en el momento en que ya ha acabado de generarse la ola, se completó un ciclo, o está iniciando otro.

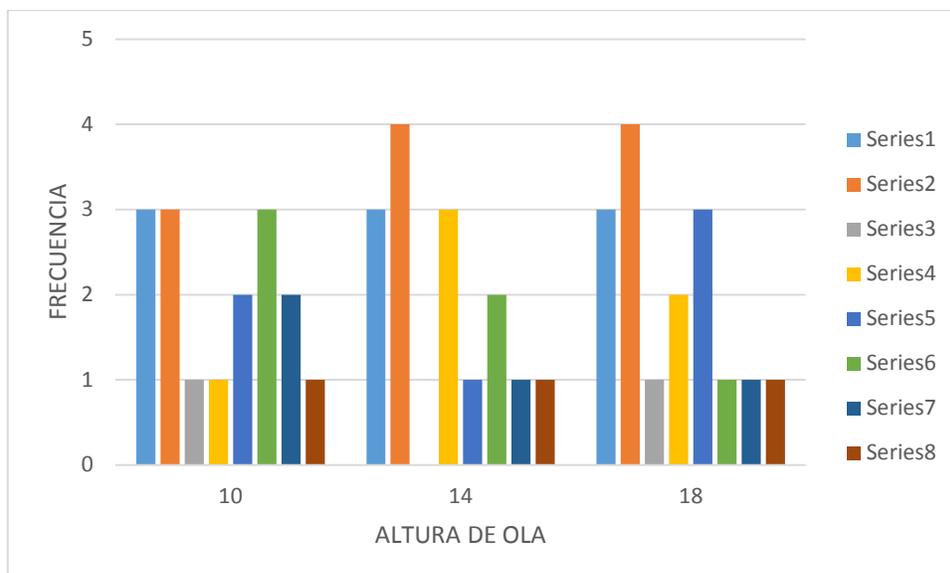


Figura 3. 29 Frecuencia de secciones por altura de ola (fuente: propia)

Para el caso de las secciones por altura de ola la preponderancia se da al inicio de ola, como era de esperarse, siendo instantes después a que se inicie la onda que se presentan los momentos máximos.

3.3.5 Correspondencia de momentos máximos totales con momentos máximos por dirección de presión

En esta sección se presentará algunas gráficas en las cuales se detalla la frecuencia con la que los momentos máximos de ola producidos en algún instante corresponden con los valores máximos de los momentos producidos en cada una de las paredes del espaldón en el mismo instante, si no lo hacen o si solo alguno de los dos lo hace. Esto para dar una idea de cómo se producen los momentos en el tiempo.

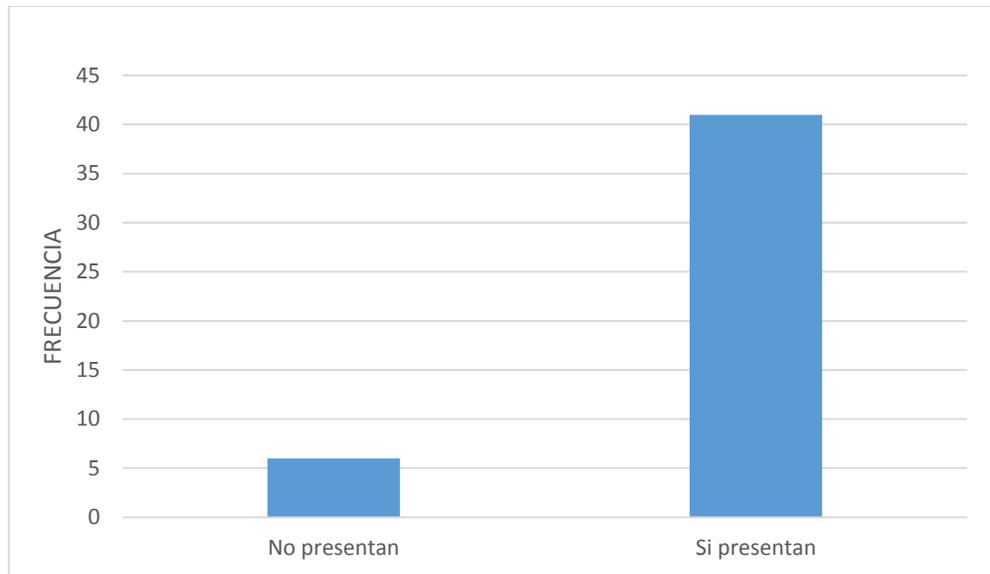


Figura 3. 30 Momentos que presentan valores máximos diferentes de cero en las presiones horizontals (fuente: propia)

En la gráfica de la figura 3.30, pueden verse que seis de los datos correspondientes a las presiones horizontales, aquellas que fueron medidas en la pared vertical, no presentaron valores mayores a cero, esto bajo la consideración que las presiones negativas no ocurrían por una “succión” del agua, sino de falta de la misma, luego entonces se considera que cualquier valor negativo es igual a cero, y en el caso que de un valor positivo pase a uno negativo, solo se toma en cuenta la parte positiva considerando la restante negativa cero, conque las mediciones que solo presentaron valores negativos devuelven presiones, y por tanto momentos, iguales a cero.

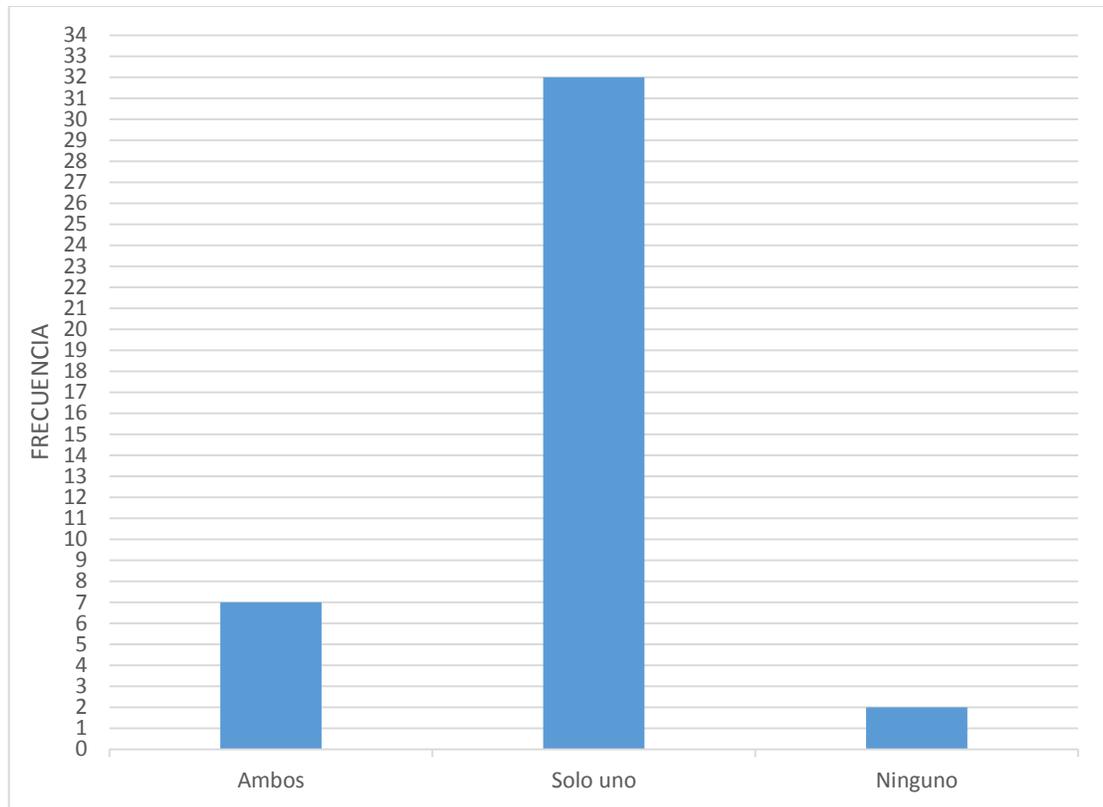


Figura 3. 31 Incidencia de ambas presiones en el máximo momento (fuente: propia)

En la figura 3.31, se comparan aquellos resultados que no presentaron algún momento igual a cero y se busca encontrar cuáles de ellos tienen ambos momentos, solo uno, o ninguno de sus momentos, coincidentes con el momento máximo de ola para la tiempo correspondiente. De los 41 resultados que presentan ambos momentos un valor distinto de cero, solo dos de ellos no coinciden sus momentos máximos particulares con el general, presentando los máximos particulares en un instante distinto que aquél en el que se presenta el máximo general.

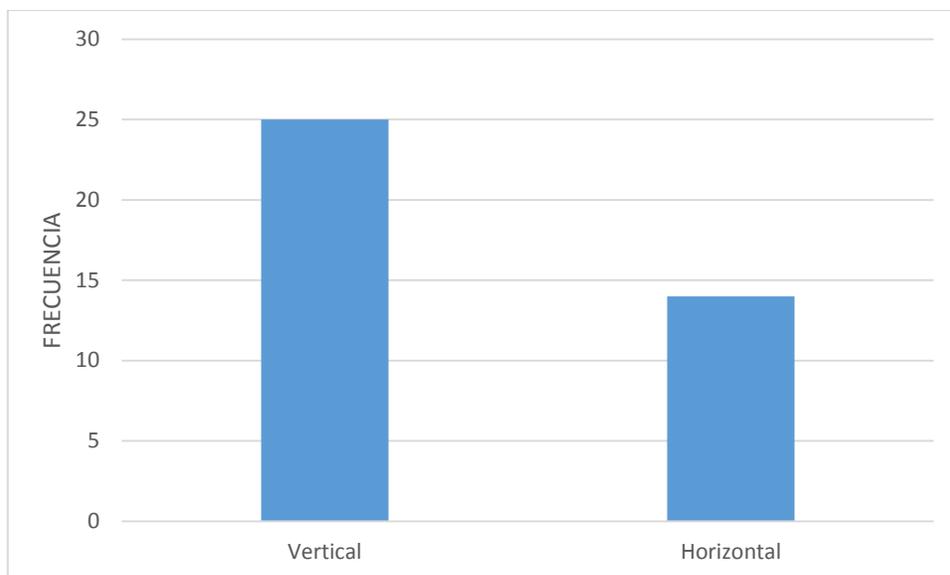


Figura 3. 32 Frecuencia de aportes de momentos (fuente: propia)

De la misma manera en que se hizo el análisis anterior, aquí se excluyeron los datos que solo presentaron presiones verticales y cuyas presiones horizontales fueron iguales a cero. Aquí puede visualizarse la preponderancia de las presiones verticales a generar el momento actuante mayor, si a estos valores se suman aquellas descartadas por no presentar uno de los momentos, el valor final crece en seis unidades. Cabe destacar que de los valores horizontales preponderantes, la mayoría se presentan en las pruebas realizadas al espaldón sumergido a 5 centímetros, en el cual todos tienen el momento horizontal como principal actuante, un par tiene ambos y solo uno ninguno de los dos momentos; en ningún momento en esta profundidad se registró que el momento vertical fuera el que coincidiera en tiempo con el máximo.

3.4 Comparativa de los valores experimentales y Martin *et al.* (1999)

Hasta el momento se han explicitado los resultados en comparación con ellos mismos, sin embargo, hace falta el comparar los resultados con el método de diseño mediante el cual fueron concebidos, razón por la cual en esta sección se hará la comparativa entre los valores experimentales y el método de Martin *et al.* (1999), para verificar, de manera final, si se logran resultados semejantes.

Los valores definidos por Ruiz (2012) en su investigación fueron:

Altura de ola significante, $H_s = 18 \text{ cm} = 0.18 \text{ m}$

Periodo pico de ola significante, $T_s = 1.4 \text{ s}$

Profundidad al pie de rompeolas, $h = 0.4 \text{ m}$

Peso volumétrico del agua, $\gamma_w = 1025 \text{ kg/m}^3$

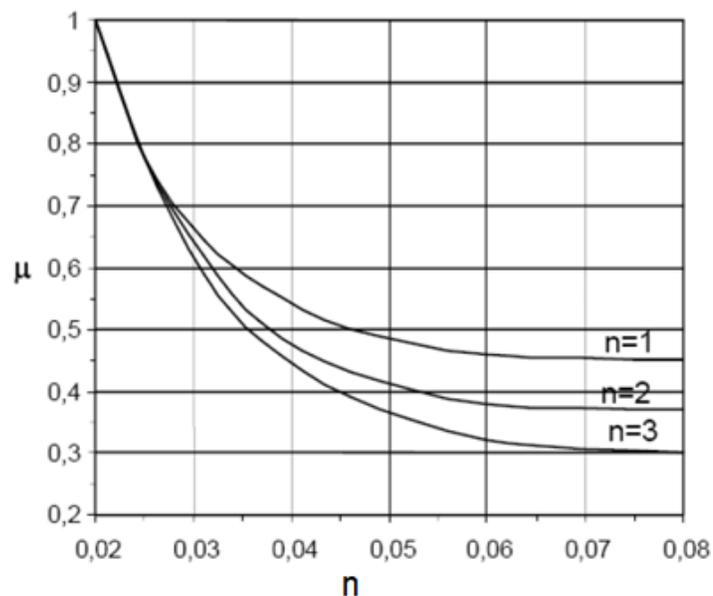


Figura 3. 33 valores de μ para distintas n (tomada de Ruiz (2012))

4.4.1 Confrontación de los valores de Ruiz (2012) y los obtenidos en el presente trabajo, mediante el método de Martin

A continuación se presenta la tabla 8, resumen de los parámetros que calcula Ruiz (2012) y que se calcularon en este trabajo, para ver las discrepancias entre algunos valores.

Tabla 8. Comparativa Ruiz - Vázquez (fuente: propia)

Parámetro	Fórmula	Ruiz	Vázquez
L	$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi}{L} h\right)$	2.616 m	2.616 m
ξ	$\xi = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{\frac{H_0}{L_0}}}$	1.90	1.90
R_u	$R_u = H A u (1 - e^{-B u \xi})$	0.17 m	0.171 m
S	$S = H \left(1 - \frac{A_c}{R_u}\right)$	0.075 m	0.075 m
α	$\alpha = \frac{2R_u}{H \cos^2 \beta \cos \theta}; \beta = 15^\circ, \theta = 0^\circ$	3.299	2.036
λ	$\lambda = 0.8 e^{-10.9B/L}$	0.26	0.26
μ	Ver figura 3.33	0.31	0.31

En la tabla 8, se han resaltado con letras cursivas los valores que discrepan entre los cálculos. De aquí se sigue que los valores de las presiones verticales con el método de Martin resultarán distintos, lo que ocasiona que se precise hacer una comparación entre ambos cálculos.

La razón encontrada para la variación en más del 50% entre los valores calculados de α fue el ingreso del valor de $\beta = 15^\circ$ en la fórmula como radianes, y no como grados sexagesimales, como se está entregando.

La tabla 9, muestra los valores para las presiones verticales, de las cuales, según las hipótesis de Martin *et al.* (1999), el mayor valor entre dichas presiones corresponderá con la presión al pie de la pared:

Tabla 9. Presiones verticales confrontadas Ruiz y Vázquez (fuente: propia)

Presión [N/m²]	Fórmula	Ruiz	Vázquez
P_d	$P_d = \alpha\gamma S$	253.55	156.52
λP_d	$\lambda P_d = \lambda\alpha\gamma S$	65.85	40.69
P_h	$P_h = \mu\gamma(S + A_c - z)$	23.82	23.83
P_u	$P_d = \max[\lambda P_d, P_h]$	65.85	40.49

De aquí se toma solo el valor obtenido en los cálculos para la subpresión hechos para este trabajo, lo cual será necesario para la comparación que se hará más adelante de momentos experimentales respecto a los teóricos.

Tabla 10. Presiones teóricas y brazos de palanca para distintas profundidades de espaldón (fuente: propia)

	Presión teórica	Brazo de palanca	0 cm	5 cm	10 cm	15 cm
P_d	156.52	$(A_c + H)/2$	15	17.5	20	22.5
λP_d	40.69	$A_c/2$	0	2.5	5	7.5
P_h	23.83	$\min[S + A_c, H] / 3$	5.83	7.5	9.17	10
P_u	40.49	$2B/3$	23.4	23.4	23.4	23.4

Tabla 11. Momentos actuantes para distintas profundidades de pantalla deflectora (fuente: propia)

	Presión teórica	Momento actuante			
		0 cm	5 cm	10 cm	15 cm
P_d	156.52	7.04	6.85	6.26	5.28
λP_d	40.69	0.00	0.05	0.20	0.46
P_h	23.83	0.002	0.003	0.003	0.004
P_u	40.49	1.66	1.66	1.66	1.66
$\Sigma =$	$\max[MP_u + MP_d, MP_u + MP_h]$	8.70	8.56	8.12	7.40

3.4.2 Confrontación datos experimentales contra datos teóricos obtenidos con el método de Martin *et al.* (1999)

La tabla 12, presenta un resumen de las presiones calculadas con el método de Martin *et al.* (1999) para los momentos máximos obtenidos mediante el análisis de las series de tiempo de las pruebas realizadas por Ruiz (2012).

Tabla 12. Presiones con el método de Martin et al. (1999) (fuente: propia)

Ac	Pd	LPd	Ph	Pu
0	199.42	14.40	0.00	14.40
5	89.57	6.47	1.62	6.47
10	137.55	28.29	22.02	28.29
15	46.97	12.20	23.02	23.02

La tabla 13, presenta los resultados de las presiones experimentales para los momentos de mayor presión:

Tabla 13. Errores experimentales en presiones (fuente: propia)

ac	Martin et. al (1999)		Vázquez		Error	
	Pv	Pu	Pv	Pu	Pv	Pu
0	59.83	2.52	0.21	0.09	28232%	2702%
5	25.63	1.13	2.96	0.06	765%	1688%
10	30.34	3.30	0.93	1.42	3172%	132%
15	29.63	7.13	2.03	1.41	1357%	406%

La tabla 14, muestra el resumen de la comparativa de los valores de Martin et al. (1999) contra los valores experimentales y el error incurrido. La figura 3.34 presenta esta tabla de manera gráfica.

Tabla 14. Errores experimentales en momentos (fuente: propia)

Ac	M_M	M_{exp}	error [%]
0	9.56	7.42	22%
5	4.19	34.55	724%
10	6.80	33.08	386%
15	7.43	62.96	64%

La tabla 15, muestra la disparidad de los valores de la presión por unidad de ancho entre los valores experimentales y los teóricos:

Tabla 15. Errores en presiones por unidad de ancho (fuente: propia)

Ac	Martin		Vázquez		error	
	Pve	Pue	PvM	PuM	Pv	Pu
0	59.83	2.52	0.21	0.09	28232%	2702%
5	25.63	1.13	2.96	0.06	765%	1688%
10	30.43	3.30	0.93	1.42	3172%	132%
15	29.63	7.13	2.03	1.41	1357%	406%

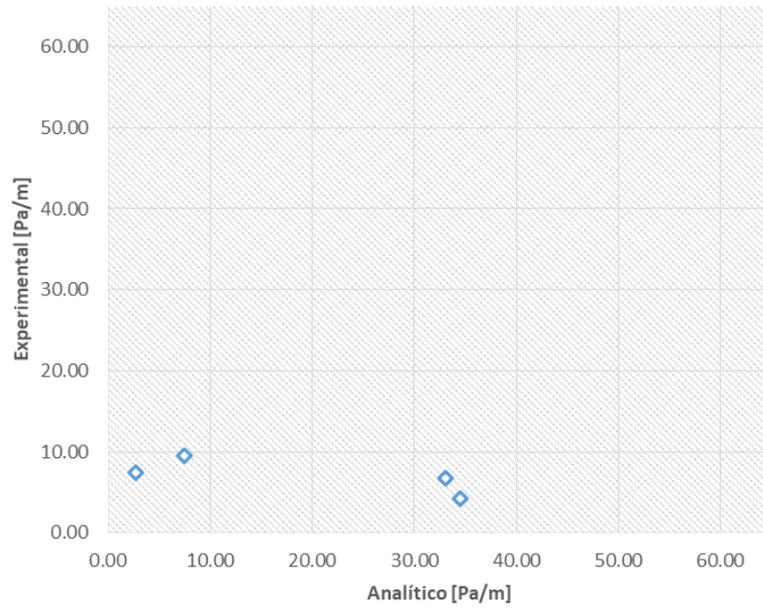


Figura 3. 34 Comparación analítico-experimental de momentos (fuente: propia)

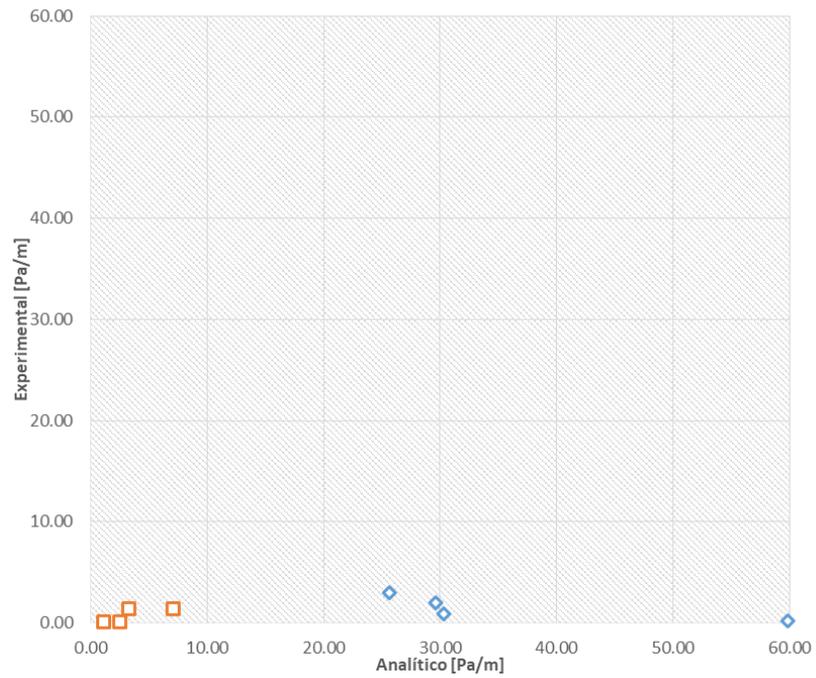


Figura 3. 35 Comparación analítico-experimental de las presiones

En las figuras 3.34 y 3.35 puede apreciarse que la distancia desde la recta con pendiente igual a 1 de los valores es grande, con lo que se deduce que el error es grande también.

La tabla 16, compara los registros de los sensores primeros en las paredes vertical y horizontal de los momentos mayores en cada ciclo de prueba y se muestra la proporción entre el vertical y el horizontal.

Tabla 16. Comparación de registros de presiones en los sensores vertical y horizontal (fuente: propia)

Ac	Pu₁	Pv₁	Pu₁/Pv₁
0	0.0062	-0.0069	NA
5	0.0018	0.1571	0.989
10	0.0483	0.0671	0.719
15	0.0453	0.0430	1.052

La relación entre Pu₁ y Pv₁ no se toma en cuenta pues el valor es negativo y para fines prácticos igual a cero.

Capítulo 4 Conclusiones y recomendaciones

4.1 Conclusiones

Al inicio de este trabajo de tesis se hizo hincapié en la necesidad de conocer mejor los diques de piezas sueltas con pantalla deflectora. A partir de los resultados obtenidos del análisis de los datos de laboratorio, se concluye que un requisito imperante para el correcto funcionamiento de la pared deflectora es el encontrarse sumergida en el agua, de tal suerte que la subpresión generada por el oleaje sea en todo momento positiva, pues cuando se coloca sobre la superficie libre del agua, o muy cercana a ella los valores registrados por los sensores tienden a ser negativos y por lo tanto equivaler a cero para nuestro caso de estudio, lo cual implica la falta de contacto del artefacto con el agua, esto sin aventurarse a decir que existe un socavamiento, pues el hecho de que los elementos de medición sean de pequeño tamaño implica errores por la adhesión de gotas de agua que generan una tensión como producto de la gravedad, y por lo tanto un registro negativo en los archivos de resultados.

Como puede notarse de la comparativa dada en el capítulo 3, por los resultados se deduce que la hipótesis de simultaneidad que proponen Martin *et al.* (1999) es la mayor parte del tiempo incorrecta, esto dado que los resultados indican un 80% de ocurrencia de solo una presión en el momento mayor, el cual es en un 70% la presión vertical o subpresión, al menos para este experimento en específico. De estos momentos de volteo provocados por presión vertical, la mayoría se ubicó en profundidades someras, donde el contacto con el agua se da en la base la mayor parte del tiempo de prueba. A medida que se desciende en la

profundidad de desplante de la pared se comienza a notar una supremacía de los empujes horizontales como principales actores en la generación de momentos de volteo, y de manera particular cuando está sumergida la pared a 5 cm, pues aquí todos los momentos son generados por un momento

Cabe aclarar que si bien la mayoría de los momentos son provocados por la interacción de sólo una presión mayor, en un 15% de las pruebas sí que presentan ambas presiones, éstas distribuidas en la zona de 1.1 a 1.5 s de periodo, con una sumergencia de 10 y 15 cm; aunque existen casos a los 0.9 s de periodo y a 0 y 5 cm de profundidad, estos casos son escasos.

De la comparación de los resultados de Martin *et al.*(1999) y de los obtenidos de laboratorio puede observarse que la presión en la pared vertical se encuentran muy variados con respecto a los teóricos, lo que sucede de igual manera en las presiones horizontales, además puede verificarse que la suposición de que la subpresión sea el mayor de los valores entre la presión dinámica y la pseudo-hidrostática no es errónea, o por lo menos, congruente con los resultados, pues existe similitud en la mayoría de los casos de la presión horizontal y la presión vertical cuando se comparan solamente las presiones registradas en el primer sensor vertical y horizontal, que para fines prácticos prueba que se cumple la equivalencia de la presión en el inicio de la pared vertical como de la horizontal.

4.2 Recomendaciones

Como todo trabajo experimental, la primera recomendación una vez que se han realizado estas pruebas es el hacer pruebas con diferentes formas de dique, esto es, con diferentes taludes y alturas, así como distintas geometrías de pantalla deflectora. Con bases más anchas, alturas mayores e inclusive formas curvas en la pared vertical, esto con el fin de lograr un mejor análisis para el caso general, que comprenden los diques de piezas sueltas.

Se sugiere hacer un análisis de los datos de rompeolas con espaldón que se hayan construido en el mundo para verificar el cumplimiento de las hipótesis de diseño con respecto a los datos reales, esto con el fin de realizar ajustes a los modelos para que tomen en cuenta, de ser posible, efectos derivados de la variación de las dimensiones del modelo real con respecto al modelo a escala.

Se recuerda que se debe tener presente que toda propuesta de diseño debe tomar siempre en cuenta la seguridad de la estructura así como de toda aquella persona que le dará uso a la misma, por lo cual resulta evidente que cualquier método que se utilice debe ser lo más semejante a la realidad posible.

Se recomienda también que se realicen pruebas en rompeolas con espaldón en condiciones adversas, verbigracia nieve o vientos de huracanes, con el fin de estudiar el desempeño y verificar que dichas acciones no tienen un efecto preponderante en la estructura.

También puede explorarse el uso y viabilidad de los espaldones en arrecifes artificiales para cultivar coral en su base.

En el capítulo 3, se encuentran diferencias en los cálculos de algunos valores derivado de no ingresar los valores angulares en las fórmulas con las dimensiones correctas, como resultado, se recomienda el siempre confirmar el tipo de unidades a utilizar en cada fórmula, para evitar errores que puedan ocasionar un malfuncionamiento de cualesquiera estructuras que se diseñe.

Bibliografía y Referencias

- Airy, G B (1845). *Tides and waves*. Encycl Metrop, Art 192, 241-396
- Aristóteles (1996). *Acerca del cielo; Meteorológicos*. Gredos, Madrid, 430 pp
- Barrera, E. (2015). *Análisis y descripción estadística del oleaje*. Tesis de licenciatura, UNAM, México
- Battjes, J A (1971). *Run-up distributions of waves breaking on slopes*. Jour Wat, Port, Coast and Oce Eng, 97, 91-114
- Bradbury, A.P., Allsop N.W.H. y Stephens R.V (1988). *Hydraulic Performance of Breakwater Crown Walls*. Hydraulic Research, Report 146.
- Capon, J, Greenfield, R J, y Kolker R J (1967). *Multidimensional maximum-likelihood processing of a large aperture seismic array*. Proc IEEE
- Cartwright, DE, y Longuet-Higgings, M S (1956). *The statistical distribution of the maxima of a random function*, Proc of the Royal Society of London. Series A (Mathematics and Physical Science), 237, 212-232
- Central Intelligence Agency (2015). *The World Factbook 2015*. Washington DC.
- Cifuentes, J.L., Torres, P., Frías, M. (1997). *El Océano y sus Recursos VIII. El Aprovechamiento de los Recursos del Mar*. Fondo de Cultura Económica. México.
- Enciso, A. (2009). *Pondrán más arena en playas de Cancún; la solución traerá otro problema: experto*. La Jornada.
- Gilbert, J. y Vellinga, P. (1990). *Strategies for Adaptation of Sea Level Rise. Report of the Coastal Zone Management subgroup*. The Netherlands.
- Goda, Y (2000). *Random seas and design of maritime structures*. 2nd ed, Advances Series on Ocean Engineering, Singapur, World Scientific, 15, 443
- Goda, Y., (1973). *A new method of wave pressure calculation for the design of composite breakwater*. Rep. Port Harbour Res. Institute, Ministry of Transport. Vol. 12, No. 3 (en Japones).
- Gunbak, A. R. and Gokce, T. (1984). *Wave screen stability of rubble-mound breakwaters*. International symposium of maritime structures in the Mediterranean Sea. Atenas, Grecia.

Hutchinson, S., Young, M. and Macleod, A. (2010). *Caisson breakwater design for sliding*. Proceedings of 32th Conference on Coastal Engineering, Shanghai, China.

Iribarren, R. y Nogales, C. (1964). *Obras marítimas*. Ed. Dossat. Madrid.

Isaacs, J.D, Williams, E.A. y Eckart, E.C., (1951). *Total Reflection of the Surface Waves by Deep Water*. Transactions American Geophysical Union. 32: 37-40

Jensen, O.J. (1984). *A Monograph on Rubble Mound Breakwaters*. Danish Hydraulic Institute, Horsholm, Denmark.

Kinsman, B. (1965). *Wind waves*. Printice-Hall, Englewood Cliffs, Nueva Jersey

Larios, I. N. (2015). *Series de Tiempo*. Universidad de Sonora. México

Longuet-Higgins, M S (1983). *On the joint distribution of wave periods and amplitudes in a random wave field*. Proc Roy Soc, 389, 241-258.

Losada, M.A. and Gimenez-Curto, L.A. (1981). *Flow characteristics on rough, permeable slopes under wave action*. Coastal Engineering 4: 187-206.

Mangor, K. (2004). *Shorline Management Guidelines*. DHI Group. Denmark

Marckle, D.G. (1989). *Stability to Toe Berm Armor Stone and Toe Buttressing Stone on Rubble-Mound Breakwaters and Jetties; Physical Model Investigation*. Technical Report REMR-CO-12, Vicksburg MS.

Martin, F.L. (1994). *Estudio Hidrodinámico de la Interacción de Ondas de Gravedad con Estructuras Reflejantes*. PhD Dissertation. Univ. de Cantabria, Spain.

Martin, F.L., Losada, M.A., Medina, R. (1999). *Wave loads on rubble mound breakwater crown walls*. Coastal Engineering 37: 149–174

Munk, W.H., (1950). *Origin and Generation of Waves*. Coastal Engineering.

National Center for Atmospheric Research Staff (2013). “*The Climate Data Guide: Empirical Orthogonal Function (EOF) Analysis and Rotated EOF Analysis*.”

Nørgaard, J.Q., Andersen, T.L. and Burchart, H.F. (2013). *Wave loads on rubble mound breakwater crown walls in deep and shallow water wave conditions*. Coastal Engineering 80: 137–147.

Pedersen, J. (1996a). *Experimental study of wave forces and overtopping on crown walls of rubble mound breakwaters*. Series paper 12, HC Engineering Laboratory, Department of Civil Engineering, Aalborg University, Denmark.

Pedersen, J. (1996b). *Wave Forces and Overtopping on Crown Walls of Rubble Mound Breakwaters*. Aalborg University, Aalborg, Denmark.

Pedersen, J. and Burcharth, H.F. (1992). *Wave force on crown walls*. Proceedings of 23th Conference on Coastal Engineering, Venecia, Italia.

Peña, E. (2011). *Actuaciones en el Litoral y Defensa de la Costa*. Universidade da Coruña. España

Pierson, W J, Neumann, G, y James, R W (1958). *Practical methods for observing and forecasting ocean waves by means of wave spectra and statistics*, U S, Navy Hydrogr, Washington, D C

Pope, J. (1997). *Responding to Coastal Erosion and Flooding Damages*, Journal of Coastal Research Vol 13, No. 3, 704-710

Ruiz, D. (2012). *Efecto de la Presión de Poro en la Estabilidad de la Superestructura en Diques de Piezas Sueltas*. Tesis de maestría, UNAM, México.

Ruiz, D., Mendoza, E. y Silva, R. (2013). *Revisión Metodológica del Diseño de Espaldones en Diques de Escolleras*. Obras y Proyectos 13, 58-70

Samiullah, M. (2015). *A First Course in Vibrations and Waves*. Oxford University Press.

Secretaría de Comunicaciones y Transportes (2008). *Situación Actual del Sistema Portuario Nacional*. México

Secretaría de Comunicaciones y Transportes (2012). *Situación Actual del Sistema Portuario Nacional*. México

Silva, R. (2005). *Análisis y descripción estadística del oleaje*. Instituto de Ingeniería. UNAM

Silva, R., Govaere, G. and Martin, F. (1998). *A Statistical Tool for Breakwater Design*. Coastal Engineering.

Simanek, D. (2005). *Tidal Misconceptions*.

Storlazzi, C.D., Reguero, B., Lowe, E., Shope, J.B., Gibbs, A.E., Beck, M.W., and Nickel, B., (2017). *Rigorously valuing the role of coral reefs in coastal protection - An example from Maui, Hawaii, U.S.A*. Coastal Dynamics 2017: 665-674

U.S. Army Corps of Engineers (2010). *Coastal Engineering Manual*.
Estados Unidos de América

U.S. Geological Survey (2016). *Magnitude 9.0 - NEAR THE EAST COAST
OF HONSHU, JAPAN*. Washington DC.