

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

---



**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**Análisis técnico de la escollera  
noroeste en la ampliación del puerto  
de Veracruz**

**TESIS**

Que para obtener el título de

**Ingeniero Civil**

**P R E S E N T A**

Gustavo Poblano Hernández

**DIRECTOR DE TESIS**

Dr. Edgar Gerardo Mendoza Baldwin



**Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2018**



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA  
COMITÉ DE TITULACIÓN  
FING/DICyG/SEAC/UTIT/024/18

Señor  
GUSTAVO POBLANO HERNÁNDEZ  
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor DR. EDGAR GERARDO MENDOZA BALDWIN, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**"ANÁLISIS TÉCNICO DE LA ESCOLLERA NOROESTE EN LA AMPLIACIÓN DEL PUERTO DE VERACRUZ"**

- INTRODUCCIÓN
- I. ANTECEDENTES Y AMPLIACIÓN DEL PUERTO DE VERACRUZ
- II. CONCEPTOS BÁSICOS DE OLEAJE
- III. DETERMINACIÓN DE LA OLA DE DISEÑO
- IV. DISEÑO DE ROMPEOLAS
- V. COMPARACIÓN DE ALTERNATIVAS
- VI. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"  
Cd. Universitaria a 2 de marzo del 2018.  
EL PRESIDENTE

M.I. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN

GLR/MTH\*gar.

## AGRADECIMIENTOS

*Gracias padres por la vida que me han dado y todo ese amor incondicional con el que he crecido, gracias por confiar en mí, en mis anhelos y en mis locuras, por la paciencia que me tuvieron en días de estrés y noches de insomnio; por enseñarme que todo se puede lograr con esfuerzo y a no rendirme ante las adversidades, a querer ser mejor y sobre todo por tanto amor, gracias por tanto Carmelita y Reyes.*

*A mis dos hermanos Adriana y Rey por nunca dejarme solo, ustedes supieron cómo ayudarme y comprenderme, los adoro.*

*A mis tíos por darme palabras de aliento cada vez que llegaba de la escuela y a mis primos para que vean en mí un ejemplo a seguir.*

*Gracias Ana Luisa por acompañarme en mis tardes más oscuras y en mis noches sin fin, por ser una amiga incondicional y fuente de inspiración, te quiero.*

*Gracias Dr. Edgar G. Mendoza Baldwin por su gran apoyo y motivación para la culminación de mis estudios profesionales y para la elaboración de esta tesis.*

*Gracias amigos por compartir parte de su vida conmigo, por incontables horas de estudio llenas de risas y de nervios, porque cualquier lugar fue bueno para relajarnos y convivir, gracias Mario, Omar, Lourdes, Luis, David Uriel y Josué.*

*A Cristian y Arturo por siempre ser tan sinceros y nunca dejarme caer.*

*Gracias a la música porque ella siempre me acompañó en la soledad.*

*Todo este trabajo ha sido posible gracias a todos ustedes.*

*Sólo quiero resumirte que al principio te pensaba y que hoy contemplo en ti la costa a donde voy...*

*Delgado, 1998. "Entre paños y derivas"*

## **RESUMEN**

México como parte de un mundo globalizado, crece con un ritmo acelerado y a la par de esto se tiene que desarrollar la infraestructura para afrontar las nuevas tecnologías en el ámbito del comercio, en nuestro caso el transporte de mercancía por medio de navíos. Por esta razón el proyecto de ampliación del puerto de Veracruz contempla realizar nuevas instalaciones con capacidad de hacer frente a todo tipo de transporte marítimo.

La creación de la escollera noroeste como resultado de esta necesidad, requiere la aplicación de la ingeniería de costas y puertos. Por ello en el presente trabajo se trata de revisar la viabilidad técnica de la propuesta que está en construcción comparándola con diferentes propuestas tanto en forma, tamaño, volumen y materiales.

Se revisaron diferentes diseños tratando de cubrir la amplia gama de formas estructurales para las que esta escollera puede aplicar.

Con los resultados obtenidos se tienen cuestionamientos sobre qué tan conveniente es el método de construcción llevado a cabo en la ampliación del puerto de Veracruz, así como sus aspectos a favor.

# ÍNDICE

<u>RESUMEN</u> .....	I
<u>ÍNDICE</u> .....	II
<u>ÍNDICE DE FIGURAS</u> .....	III
<u>ÍNDICE DE TABLAS</u> .....	V
<u>JUSTIFICACIÓN (ACTIVIDAD PORTUARIA EN MÉXICO)</u> .....	VI
<u>ORGANIZACIÓN DE LA TESIS</u> .....	VIII
<u>CAPÍTULO 1. ANTECEDENTES Y AMPLIACIÓN DEL PUERTO DE VERACRUZ</u> .....	13
1.1 <u>Historia del puerto</u> .....	14
1.2 <u>Características actuales del puerto</u> .....	16
1.3 <u>Justificación de la ampliación</u> .....	24
<u>CAPÍTULO 2. CONCEPTOS BÁSICOS DE OLAJE</u> .....	28
2.1 <u>Generalidades del oleaje</u> .....	30
2.2 <u>Representación matemática del oleaje</u> .....	40
2.3 <u>Análisis de series temporales de superficie libre del mar</u> .....	41
<u>CAPÍTULO 3. DETERMINACIÓN DE LA OLA DE DISEÑO</u> .....	50
3.1 <u>Características de los datos</u> .....	51
3.2 <u>Análisis extremal</u> .....	55
3.3 <u>Técnicas de análisis extremal</u> .....	59
<u>CAPÍTULO 4. DISEÑO DE ROMPEOLAS</u> .....	65
4.1 <u>Diseño de diques en talud</u> .....	67
4.2 <u>Diseño de diques verticales</u> .....	73
4.3 <u>Diseño de diques con espaldón</u> .....	76
<u>CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE ALTERNATIVAS</u> .....	83
5.1 <u>Información disponible y ola de diseño</u> .....	84
5.2 <u>Diseño de alternativas</u> .....	91
5.3 <u>Discusión de resultados</u> .....	104
<u>CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES</u> .....	109
<u>BIBLIOGRAFÍA</u> .....	111

# ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1. Muelle Porfirio Diaz, ahora conocido como Muelle número 4 (1929). (Fuente: <a href="https://aguapasada.wordpress.com/page/2/">https://aguapasada.wordpress.com/page/2/</a>)</i> .....	15
<i>Figura 2. Región Sotavento, Estado de Veracruz, México. (Fuente: H. Ayuntamiento de Veracruz)</i> .....	16
<i>Figura 3. Límites geográficos del puerto de Veracruz. (Fuente: Google Earth Pro)</i> .....	17
<i>Figura 4. Escalas con primer destino Veracruz en el golfo de México. (Fuente: Administración Portuaria Integral de Veracruz S.A de C.V, S/A)</i> .....	17
<i>Figura 5. Ubicación del puerto de Veracruz. (Fuente: Google Earth Pro)</i> .....	18
<i>Figura 6. Isla Sacrificios, Veracruz. (Fuente: Fotografía tomada por Ricardo Rodríguez)</i> .....	19
<i>Figura 7. Zona de fondeadero. (Fuente: SCT, 2011)</i> .....	21
<i>Figura 8. Puerto de Veracruz. (Fuente: Google Earth Pro)</i> .....	23
<i>Figura 9. Distribución de Hinterland (Fuente: SCT, 2011)</i> .....	26
<i>Figura 10. El viento, principal fuerza generadora del oleaje</i> .....	29
<i>Figura 11. Parámetros característicos del oleaje</i> .....	30
<i>Figura 12. Generación de oleaje (Fuente: Valdés, 2005)</i> .....	31
<i>Figura 13. Oleaje local, o Sea</i> .....	32
<i>Figura 14. Oleaje distante o Swell</i> .....	33
<i>Figura 15. Período-energía de las ondas (Kinsman, 1965)</i> .....	35
<i>Figura 16. Rotura tipo Spilling</i> .....	37
<i>Figura 17. Rotura tipo Plunging</i> .....	38
<i>Figura 18. Rotura tipo Collapsing y Surfing</i> .....	38
<i>Figura 19. Tipos de rotura</i> .....	40
<i>Figura 20. Parámetros generales del oleaje</i> .....	42
<i>Figura 21. Metodología para el análisis temporal del oleaje</i> .....	43
<i>Figura 22. Marea semidiurna</i> .....	45
<i>Figura 23. Ubicación de un aparato de medición en la costa</i> .....	48
<i>Figura 24. Ejemplo de un registro de oleaje con agrupamiento</i> .....	49
<i>Figura 25. Relación puntos-dato usado por Jardine. (Fuente: Jardine (1979))</i> .....	52
<i>Figura 26. Comparación entre observaciones visuales del periodo <math>T_v</math> y registros instrumentales del mismo <math>T_m</math>, invierno 1976-1977 (Fuente: Copeiro del Villar &amp; García, 2008)</i> .....	53
<i>Figura 27. Funcionamiento de boyas en costa sudafricana. Fuente: J Rossouw (1988)</i> .....	55
<i>Figura 28. Régimen extremal de alturas de ola significativa</i> .....	63
<i>Figura 29. Probabilidad conjunta altura significativa y periodo medio de ola</i> .....	64
<i>Figura 30. Rompeolas Norte del Puerto de Veracruz, Ver.</i> .....	66
<i>Figura 31. Perfil común de un dique en talud</i> .....	67
<i>Figura 32. Coeficientes de permeabilidad. Van der Meer (1988)</i> .....	70
<i>Figura 33. Esquema y nomenclatura del método de Goda (1985) para el diseño de diques verticales</i> .....	74
<i>Figura 34. Esquema de dique con espaldón</i> .....	77
<i>Figura 35. Ángulo formado por la lámina de agua</i> .....	77
<i>Figura 36. Esquema de presiones del método Günbak y Gökce</i> .....	78
<i>Figura 37. Región de aplicación del método de Martin et al, 1995 para ondas con número de Iribarren menor de tres</i> .....	79
<i>Figura 38. Esquema de las distribuciones de presiones propuesta por Martín et al. (1995)</i> .....	80
<i>Figura 39. Valores del parámetro <math>\mu</math>, Martin et al. (1995)</i> .....	82
<i>Figura 40. Parámetros para cálculo de Run Up</i> .....	86

<i>Figura 41 Comportamiento de ola sobre dique.....</i>	<i>86</i>
<i>Figura 42. Geometría propuesta del deflector de olas .....</i>	<i>88</i>
<i>Figura 43. Características geométricas de la sección del rompeolas noroeste y deflector de oleaje.....</i>	<i>88</i>
<i>Figura 44. Altura de ola rompiente.....</i>	<i>91</i>
<i>Figura 45. Altura de rompiente adimensional contra altura relativa de estructura .....</i>	<i>92</i>
<i>Figura 46. <math>\alpha</math> y <math>\beta</math> contra <math>H/gT^2</math> .....</i>	<i>93</i>

## ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1. Movimiento de carga de la última década. (Fuente: Administración Portuaria Integral de Veracruz S.A de C.V, S/A)</i> .....	24
<i>Tabla 2. Participación de mercados respecto a diferentes cargas. (Fuente: SCT, 2011)</i> .....	25
<i>Tabla 3. Clasificación de las ondas por su período (Johnson et al, 1978)</i> .....	34
<i>Tabla 4. Tipos de rotura en función de <math>I_r</math></i> .....	39
<i>Tabla 5. Características de los parámetros adimensionales para las distintas teorías de ondas</i> .....	41
<i>Tabla 6. Funciones con relación a la altura de ola <math>H_s</math>. (Fuente: Coastal Engineering Manual-2002, EM 1110-2-1100 (Part II).)</i> .....	60
<i>Tabla 7. Coeficiente de estabilidad experimental para diseño de dique en talud</i> .....	68
<i>Tabla 8. Valores de daño, <math>S</math>, para formulación de Van der Meer (1988)</i> .....	70
<i>Tabla 9. Coeficiente de acomodo. (Fuente: DGP de SCT)</i> .....	72
<i>Tabla 10 Coeficientes empíricos <math>a</math> y <math>b</math></i> .....	85
<i>Tabla 11. Resultados obtenidos de forma teórica</i> .....	87
<i>Tabla 12. Resultados de modelo físico</i> .....	87
<i>Tabla 15 Coeficientes empíricos para la metodología de Ahrens y McCartney</i> .....	94
<i>Tabla 14. Run Up para tetrápodos como coraza principal</i> .....	95
<i>Tabla 15. Run Up para piedra como coraza principal</i> .....	96



## **JUSTIFICACIÓN (ACTIVIDAD PORTUARIA EN MÉXICO)**

El puerto de Veracruz ofrece más de 60 servicios marítimos regulares que se distribuyen en América, Europa y África, esto hace al puerto de Veracruz pieza clave en el desarrollo de la economía mexicana.

El puerto se destaca principalmente por comerciar productos alimenticios, automóviles, materiales químicos y productos metálicos. Dicho puerto es el principal abastecedor de productos y mercancías para las industrias y el consumo en una amplia región que abarca los estados de Nuevo León, Coahuila, Durango, Sinaloa, Jalisco y San Luis Potosí en el norte del país; Guanajuato, Aguascalientes, Querétaro, Hidalgo, Estado de México, Distrito Federal y Morelos en el centro; Veracruz y Puebla en el sureste.

Considerando el movimiento de los puertos comerciales (sin incluir petróleo) durante 2010 Veracruz participó con el 12 % en tonelaje y el 11.26 % en número de buques. Por otro parte, su porcentaje de participación es del 30.6 % en los puertos del Golfo de México y Mar Caribe.

En el movimiento de carga por tipo de tráfico, Veracruz participa en tráfico de altura, con el 16.7 % a nivel nacional y con el 31 % respecto a los puertos del Golfo y Mar Caribe. Respecto al movimiento total de importaciones y exportaciones, el puerto de Veracruz maneja el 23 % de las importaciones y el 8.33 % de las exportaciones nacionales efectuadas por los puertos de México.

Respecto al movimiento de contenedores, en el 2010 el puerto representó un volumen de 29.77 millones de toneladas de carga manejada a nivel nacional (sin incluir petróleo). La participación de Veracruz es del 21.71 % con respecto al total de puertos nacionales y del 65.70 % en relación a los Puertos del Golfo de México.

Entre 2005 y 2010 Veracruz ha tenido una tasa media de crecimiento anual en el movimiento de carga contenerizada del 1.72 %.

Es importante destacar que el puerto de Veracruz ha desarrollado diversas alianzas estratégicas con algunas terminales interiores o puertos secos ubicados en el Valle de México, Guanajuato, Querétaro y San Luis Potosí, con el objeto de optimizar el uso de la infraestructura y elevar la competitividad de los flujos del tráfico de contenedores.

Las conexiones con otros puertos localizados en México y en otras regiones estratégicas (Estados Unidos, Europa principalmente), aunados a la red carretera y ferroviaria que parte de Veracruz hacia el interior de la República Mexicana, han impuesto una dinámica intensa de crecimiento regional que denota la gran

importancia del puerto. Esta gran actividad ha generado congestionamiento de embarcaciones y carga, dando lugar a niveles altos de ocupación en muelles a tiempos de espera considerables, terminando en una reducción de la eficiencia, eficacia y competitividad.

En adición a este problema, el recinto se encuentra delimitado por un polígono irregular que, por su cercanía con la población, ha detenido el crecimiento del puerto.

Por lo que es de gran importancia renovar la infraestructura portuaria, a la par de optimizar las conexiones ferroviarias y el autotransporte para evitar problemas con la población y aumentar la eficiencia.

Por todo lo anterior, ha iniciado la construcción y operación de una ampliación ubicada en la zona norte del puerto actual. El presente trabajo es un ejercicio académico en el que se pretende mostrar las virtudes y, en su caso, posibles vicios de la solución adoptada para la construcción del rompeolas noroeste de la ampliación del puerto.

## **OBJETIVO GENERAL**

El objetivo de la presente tesis es revisar el diseño actual del rompeolas noroeste de la ampliación del puerto de Veracruz y compararlo contra un grupo de soluciones propuestas a fin de concluir respecto de la viabilidad técnica de la alternativa que se encuentra en construcción.

# **ORGANIZACIÓN DE LA TESIS**

## **Capítulo 1. Antecedentes y ampliación del puerto de Veracruz**

En este capítulo se detallan los antecedentes, que han llevado al puerto de Veracruz a tener una gran relevancia en la importación y exportación de mercancías, así como detallar las características con las que cuenta actualmente y la importancia de una ampliación.

## **Capítulo 2. Conceptos básicos de oleaje**

En este apartado se presentan los conceptos básicos para el estudio del oleaje, su forma de propagación, clasificación y parámetros que lo describen

## **Capítulo 3. Determinación de la ola de diseño**

En este capítulo se describe la metodología a seguir, para que, a partir de datos recopilados en el golfo de México (Puerto de Veracruz o punto de interés) se determine la ola de diseño.

## **Capítulo 4. Diseño de rompeolas**

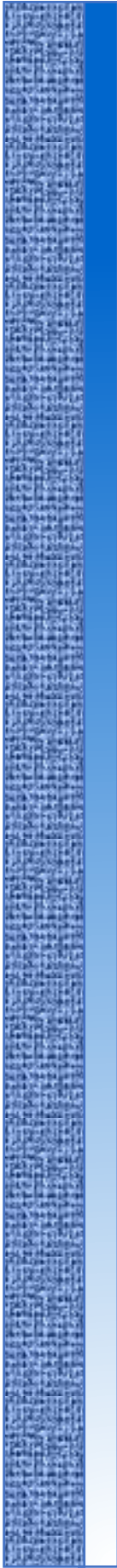
En este capítulo se describen consideraciones para el diseño geométrico y mecánico del rompeolas, así como los fenómenos de flujo de mayor importancia para su diseño y estabilidad.

## **Capítulo 5. Comparación de alternativas**

En este capítulo se recopilará la información obtenida y se realizarán diseños que serán comparados con el que está en construcción en el puerto de Veracruz.

## **Capítulo 6. Conclusiones**

En este apartado se presentan las conclusiones del trabajo realizado, asimismo se concluye respecto a la viabilidad técnica y económica del rompeolas en construcción.



# CAPÍTULO 1

## ANTECEDENTES Y AMPLIACIÓN DEL PUERTO DE VERACRUZ

## 1.1 HISTORIA DEL PUERTO

El puerto de Veracruz conocido desde siglos atrás como la principal puerta de entrada y salida para el intercambio comercial por mar y tierra, se convirtió en centro de distribución y concentración más importante de diversos productos para la importación y exportación.

Pero no siempre fue así, pues el puerto de Veracruz a partir del siglo XVI se vio envuelto en un cambio paulatino que lo llevó de ser un sitio precario para los intercambios de mercancía a la puerta comercial más importante para la Nueva España. Hacia el interior fungió como frontera marítima, foco de la dominación hispánica, punto de encuentro con su Hinterland cambiante, entre otros. Y hacia el exterior, por trescientos años sirvió como conexión con España, así mismo de forma indirecta con Amberes, Ámsterdam o Londres. Veracruz tuvo amplios circuitos comerciales del imperio español, que tuvo contratos con Perú, Filipinas, América Central, el Caribe y Venezuela (García de León, 2011).

Veracruz se convirtió a lo largo del siglo XVI, a partir de la llegada de los españoles, en el vínculo entre el mundo atlántico y tierra adentro, convirtiéndose en punto estratégico para el comercio entre flotas con una gran injerencia en la creación de mercados locales o regionales de la Nueva España.

Por otro lado, el tráfico de mercancías tierra adentro, la producción azucarera, la llegada de población negra, los cambios sociales tras la catástrofe demográfica indígena, su posterior recuperación y mezcla, la expansión de la ganadería y el surgimiento de haciendas generaron cambios en la sociedad veracruzana que se reflejó en los ámbitos laborales, culturales, sociales, políticos y religiosos, entre otros.

Tras la ocupación de La Habana por parte de los ingleses en 1762 iniciaron reestructuraciones en la defensa y finanzas de la nueva España, algo que cobró especial relevancia en Veracruz. Además, lo anterior se adecuó a las transformaciones comerciales de la época, así como a las que aplicó paulatinamente la dinastía Borbón y que culminaron con las revueltas y conflictos de principios del siglo XIX. Los reacomodos implicaron que el comercio practicado por las costas veracruzanas se incrementara e incluso se tuvieran mayores y más diversos contactos tanto con el exterior como con otras regiones marítimas. Esto tuvo efectos en la urbanización de Veracruz, en el tipo de poblamiento de la zona e incluso en los ámbitos culturales.



*Figura 1. Muelle Porfirio Diaz, ahora conocido como Muelle número 4 (1929). (Fuente: <https://aguapasada.wordpress.com/page/2/>)*

“El 31 de mayo de 1991, el gobierno salinista acordó la requisa de los muelles de Veracruz y la privatización de las maniobras portuarias.” (López & Domínguez, pág. 277)

Con esto el gobierno federal tomó la administración del puerto para darle un correcto uso a las mercancías.

El 19 de julio de 1993 el Congreso de la Unión del Gobierno Federal decretó en el Diario Oficial de la Federación la Ley de Puertos que regula los puertos terminales marinas e instalaciones portuarias, su construcción, uso, aprovechamiento, explotación, operación y formas de administración, así como los servicios portuarios. Se creó la Administración Portuaria Integral de Veracruz, S.A. De C.V. (APIVER) que se constituye conforme a la Ley de Puertos.

## 1.2 CARACTERÍSTICAS ACTUALES DEL PUERTO

### 1.2.1 DATOS GENERALES

#### UBICACIÓN Y LÍMITES GEOGRÁFICOS DEL PUERTO

Situado en una región conocida como Sotavento (véase figura 2) en el estado de Veracruz, el puerto se encuentra a una altura de 10 metros sobre el nivel del mar y con coordenadas 19° 12' 02" N, longitud 096° 08' 15" W.

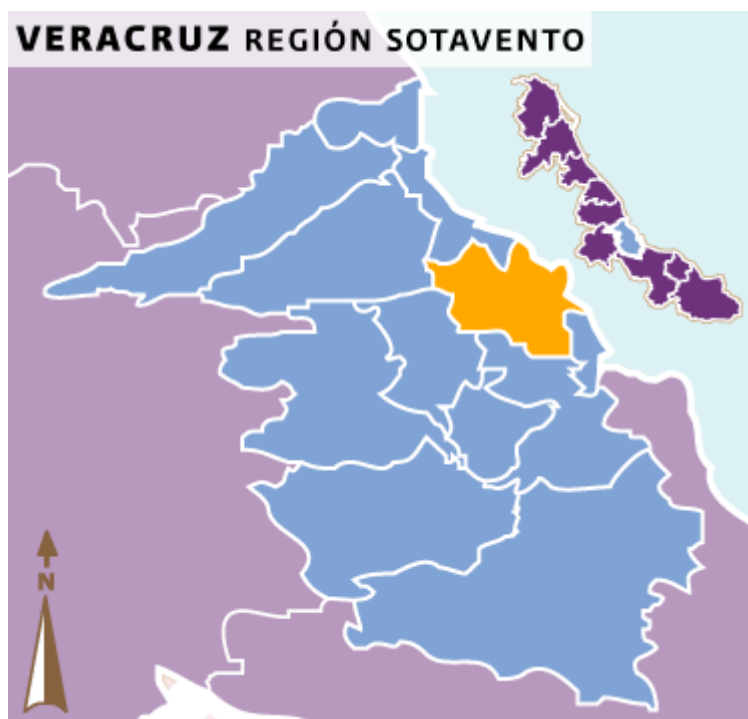


Figura 2. Región Sotavento, Estado de Veracruz, México. (Fuente: H. Ayuntamiento de Veracruz)

Delimitado por el trazo de una línea poligonal (véase figura 3) imaginaria que une los puntos siguientes: Arranque de la Escollera del Sureste con Isla de Sacrificios, extremos sur de Isla Pájaros, Isla Verde y Anegada de Adentro, continuando con el extremo norte de la Anegada de Adentro y extremo norte del Arrecife de la Galleguilla y finalizando en el extremo del muro de la escollera de protección de Playa Norte.



Figura 3. Límites geográficos del puerto de Veracruz. (Fuente: Google Earth Pro)

## TIPO DE PUERTO

El puerto de Veracruz es uno de los más importantes en el Golfo de México, considerado como un puerto de altura ya que tiene la capacidad de recibir embarcaciones de gran calado (grandes cantidades de carga) por lo que es considerado la mejor opción para las empresas importadoras y exportadoras, una de sus principales características es recibir e importar embarcaciones internacionales que cubren los continentes de América, Europa y África, donde Estados Unidos, Alemania y Colombia son los principales países generadores de carga (véase figura 4).

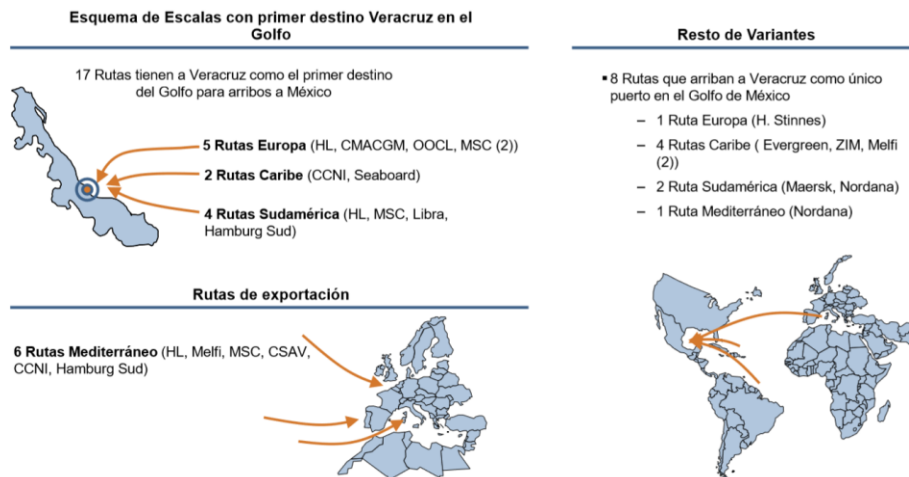


Figura 4. Escalas con primer destino Veracruz en el golfo de México. (Fuente: Administración Portuaria Integral de Veracruz S.A de C.V, S/A)



## CLIMA

Los climas que predominan en el estado Veracruz son el cálido subhúmedo con un porcentaje de 53.5 % de la superficie del estado y cálido húmedo con un porcentaje del 41 %, encontrándose en la llanura Costera del Golfo Norte y Sur; correspondiendo este último al puerto de Veracruz.

La temperatura media anual es de 25.3 °C, la temperatura máxima anual promedio es de 32 °C y se presenta en los meses de abril y mayo; la temperatura mínima es de 13 °C y se presenta en el mes de enero.

En mayo se presenta la temporada con clima cálido y poco lluvioso, mientras que de junio a octubre se tiene clima cálido-lluvioso. En los meses de mayo a octubre se presentan vientos del norte debido a los frentes fríos. Las precipitaciones son principalmente nocturnas.

La velocidad de los vientos con mayor dominancia es, para los vientos del norte de más de 15.55 nudos; para el noreste entre 7.77 y 15.55 nudos, los del este presentan una velocidad de 3.88 a 15.55 nudos y los del noroeste de 7.77 a más de 15.55 nudos.

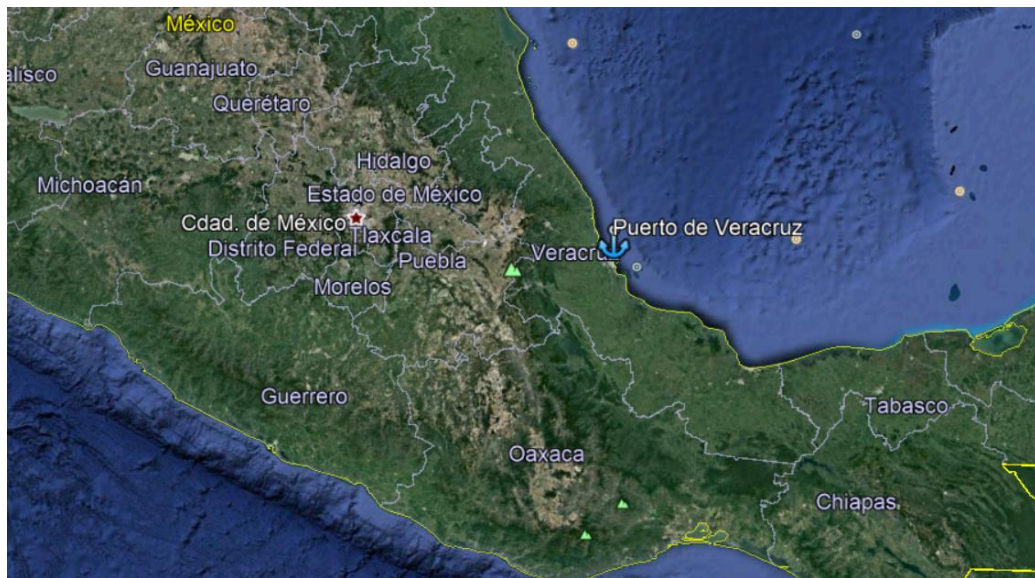


Figura 5. Ubicación del puerto de Veracruz. (Fuente: Google Earth Pro)

## 1.2.2 FORMACIONES NATURALES

### BAHÍAS

Al sur de Punta Gorda, se encuentra bahía Vergara y al sur se encuentra el puerto de Veracruz, este delimitado al sur por el arrecife Hornos y al norte por la isla de San Juan de Ulúa.

### ISLAS

*Isla Sacrificios*: (19°10'30.5'' Norte, 96°05'31.9'' Oeste) Se localiza en el golfo de México, cercana al puerto de Veracruz. Mide aproximadamente 450 metros de largo y 198 m de ancho y forma parte del Sistema Arrecifal Veracruzano. Conformada por restos de organismos calcáreos. El arrecife se encuentra cubierto por pastos marinos en forma de “manchones”; al Sureste y Suroeste la flora se conforma por algas y al Norte, Noroeste y Oeste por coral muerto (véase figura 6).



Figura 6. Isla Sacrificios, Veracruz. (Fuente: Fotografía tomada por Ricardo Rodríguez)

*Isla Verde*: (19°11'50''N, 96°04'06''W) Se encuentra dentro del Sistema Arrecifal Veracruzano. Ubicada a 5.37 Km del puerto de Veracruz, tiene una extensión de 1,214 metros de longitud y 750 metros de ancho. Se encuentra constituido principalmente por sedimentos calcáreos provenientes de los corales madreporianos.

## ARRECIFES

Son formaciones que se conforman por un cúmulo de esqueletos calcáreos de diferentes organismos, principalmente corales escleractinios y algas coralinas. Siendo ecosistemas submarinos tropicales que constituyen una gran biodiversidad son de gran importancia para el puerto y a la vez un gran peligro para la navegación.

*Arrecife La Galleguilla:* (19° 13'60'' Norte, 96° 7' 0'' Oeste) Se localiza al Este del extremo Norte del arrecife la Gallega, en la parte central de su extremo Este se encuentra una señal luminosa.

*Arrecife La Gallega:* (19° 13.3' Norte, 096° 07.6' Oeste) Se localiza al Este de la Bahía Vergara, y al Norte del Puerto de Veracruz, sobre su parte Sur se encuentra el castillo de San Juan de Ulúa. Está separado del arrecife la Galleguilla por un canal angosto. No tiene señalamiento marítimo. Hacia el Sureste del Arrecife la Gallega se encuentra la entrada al puerto de Veracruz.

*Arrecife Blanquilla:* (19° 13.6' Norte, 096°05.8' Oeste) Se localiza al Este del Arrecife La Galleguilla, entre los arrecifes Galleguilla y Blanquilla. El arrecife cuenta con 2 balizas, una en su extremo Noroeste y otra en su extremo Sur.

*Arrecife Anegada de Adentro:* (19° 13.5' Norte, 096°03.3' Oeste) En el extremo Noroeste existe una baliza.

*Arrecife Pájaros:* (19° 11.3' Norte, 096° 05.3' Oeste) Se encuentra situado a 1.1 M al Oeste Suroeste de Isla Verde; el canal que los separa tiene profundidades de 16 a 23 m. El arrecife está orientado en dirección Noroeste – Sureste; el acceso se dificulta por la poca profundidad y rocas que velan.

*Arrecife Hornos:* Se extiende 0.33 M en dirección Norte-Sur, desde el arranque del rompeolas Sureste del Puerto antes citado, limitando la entrada del mismo. En su parte Sur, existe un canal por el cual solo pueden navegar embarcaciones de poco calado.

### 1.2.3 CARACTERÍSTICAS DEL PUERTO

#### ZONA DE FONDEADERO

El área compuesta por las siguientes coordenadas delimita un rectángulo dispuesto para las embarcaciones de gran envergadura (véase figura 7).

- Lat. 19° 12.0´Norte. Long. 096° 04.9´Oeste
- Lat. 19° 06.2´Norte. Long. 096° 02.3´Oeste
- Lat. 19° 08.1´Norte. Long. 095° 59.1´Oeste
- Lat. 19° 10.2´Norte. Long. 096° 04.9´Oeste

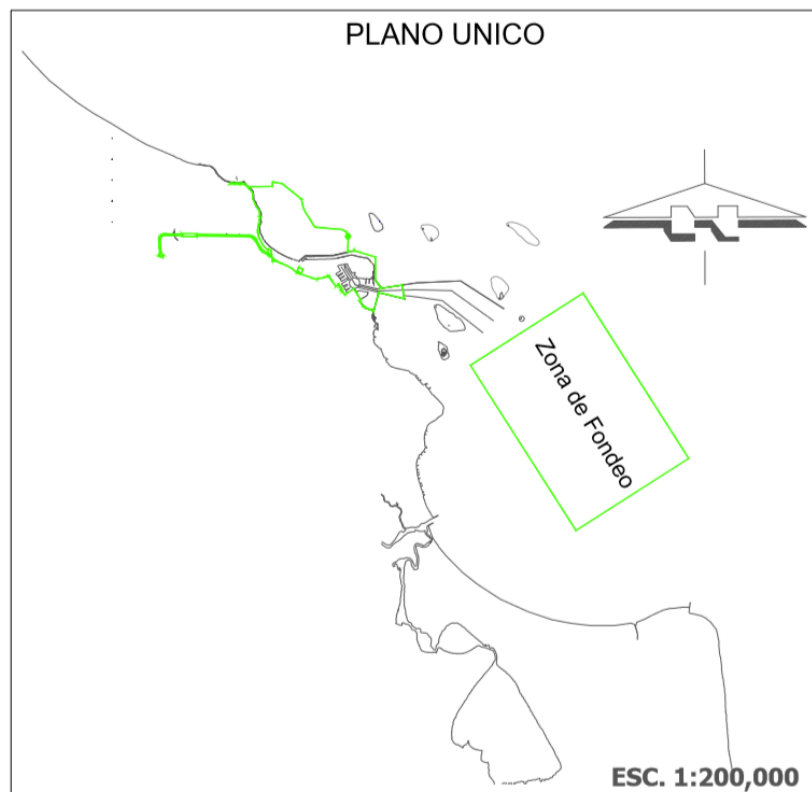


Figura 7. Zona de fondeadero. (Fuente: SCT, 2011)

## DÁRSENA DE MANIOBRAS

El puerto no cuenta con una dársena de maniobras, para maniobrar los buques son ayudados de remolcadores.

## CALADO OFICIAL DEL PUERTO

En Veracruz se cuenta con un calado en el recinto portuario que va de los 9.5 m a los 12.8 m en los muelles turístico y en el de la Armada de México el calado es de 8.2 m.

## ZONA MARÍTIMO-PORTUARIA

Zona de agua que abarca los límites de pilotaje, zona de fondeadero y antepuerto, limitada al Norte por el extremo norte del muelle marginal de cementos, límite de los cesionarios TNG y TMV, muelle de contenedores, Castillo de San Juan de Ulúa y rompeolas del noroeste; al Este por el rompeolas del sureste; al Sur por la playa comprendida por este rompeolas y el muro de pescadores; al Oeste por los malecones II-A, II-B, II-C, y los muelles 1, 2, 4, 5, 6 y 7.

## LÍMITE DE PILOTAJE

Limitado por un sector de circunferencia cuyo centro se encuentra en la boya de recalada, que se encuentra entre la Isla Verde y el límite noroeste de la zona de fondeadero.

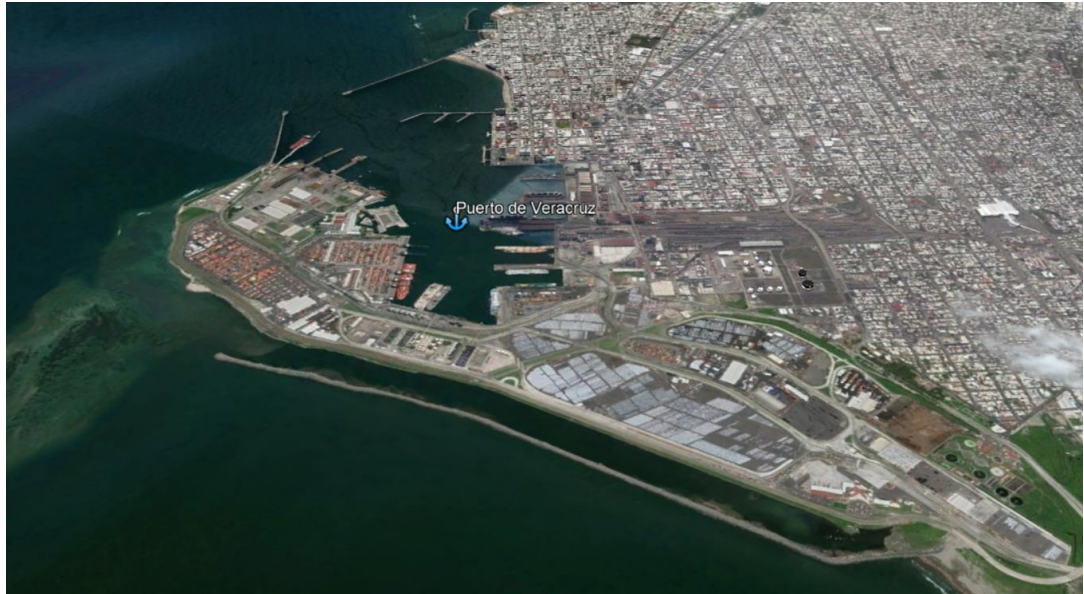
## ESCOLLERAS

El puerto de Veracruz cuenta con tres obras de protección distribuidas de la siguiente manera:

- Rompeolas Norte: Al norte de las instalaciones de la Aduana de Veracruz, con una longitud de 2782 m., una corona de 5 m de ancho y 7.7 m de altura, construido de piedra y tetrápodos de concreto.
- Rompeolas Noreste: Se extiende hacia el Sureste desde el Arrecife la Gallega, su construcción se llevó acabo de 1888-1902, tiene 632 m de longitud, con

una corona de 5.3 m de ancho y 3.8 m de altura, construido de piedra y tetrápodos de concreto.

- Rompeolas Sureste: En la entrada de la bocana, desde el Arrecife Hornos, hasta el arrecife de la Lavandera; en el lado Sur de la entrada al puerto, con una longitud de 850 m, una corona de 9 m de ancho y 2.6 m de altura, construido de piedra y tetrápodos de concreto.



*Figura 8. Puerto de Veracruz. (Fuente: Google Earth Pro)*

## ANTEPUERTO

Área interior del puerto compuesta por un espejo de agua la cual ayuda a atenuar el flujo del oleaje y protege de invasión de arena por arrastre litoral. Se encuentra limitado por el muro de pescadores y escollera del sureste.

## ÁREAS PARA OPERACIONES PORTUARIAS

Comprenden los muelles 1, 2, 4, 5, 6, 7 Sur, 7 Este, 8 Este y 8 Oeste, Muelle de Cementos, Contenedores, Muelle de la T, Muelle de PEMEX y Muelle del Astillero, áreas de patios, entre vías y almacenes.



### 1.3 JUSTIFICACIÓN DE LA AMPLIACIÓN DEL PUERTO DE VERACRUZ

API (Administración Portuaria Integral) Veracruz sigue en constante crecimiento en el movimiento de carga tanto en importaciones como en exportaciones, la cual tiene un área de influencia de 60 millones de posibles consumidores en 17 estados del país. En la tabla 1 se muestra el movimiento de carga al paso de 10 años:

Tabla 1. Movimiento de carga de la última década. (Fuente: Administración Portuaria Integral de Veracruz S.A de C.V, S/A)

TONELAJE	2001	2002	2003	2004	2005
<b>CARGA GENERAL (Incluye vehículos)</b>	1957450	2122595	2005911	1897450	2141909
<b>CONTENERIALIZADA</b>	4956866	5037663	5227330	5562593	5935134
<b>GRANEL MINERAL</b>	1673327	1822655	2129890	2450346	2630541
<b>GRANEL AGRÍCOLA</b>	5868369	5919648	6081880	5210357	5365755
<b>FLUIDOS</b>	707342	853271	810864	1006440	1048605
<b>TOTAL</b>	<b>15163353</b>	<b>15755832</b>	<b>16255876</b>	<b>16127185</b>	<b>17121944</b>
<b>Importación</b>	12274932	13070641	13606847	13137065	13573349
<b>Exportación</b>	2846426	2663937	2639015	2882221	3393239
<b>Cabotaje</b>	41994	21254	10014	107899	155355
<b>TOTAL</b>	<b>15163353</b>	<b>15755832</b>	<b>16255876</b>	<b>16127185</b>	<b>17121944</b>

TONELAJE	2006	2007	2008	2009	2010
<b>CARGA GENERAL (Incluye vehículos)</b>	2361139	2257335	2541040	1725090	2319308
<b>CONTENERIALIZADA</b>	6597247	7007701	6903302	5619717	6464675
<b>GRANEL MINERAL</b>	2582781	2485277	2321306	2155651	2224861
<b>GRANEL AGRÍCOLA</b>	6124099	5551193	4570755	5872636	5662289
<b>FLUIDOS</b>	904002	782156	886910	652349	645640
<b>TOTAL</b>	<b>18569268</b>	<b>18083662</b>	<b>17223314</b>	<b>16025443</b>	<b>17316773</b>
<b>Importación</b>	14947469	14021270	12675406	13001836	13251715
<b>Exportación</b>	3555061	4027037	4547908	3023607	4055386
<b>Cabotaje</b>	66738	35355	0	0	9673
<b>TOTAL</b>	<b>18569268</b>	<b>18083662</b>	<b>17223314</b>	<b>16025443</b>	<b>17316773</b>

Con referencia al porqué de la ampliación del puerto de Veracruz falta entender lo que sucede al interior y al exterior de nuestro país. Es importante poner en contexto la situación actual de México y los cambios que influenciaran en mayor o menor escala el puerto.

- Uno de los factores que podrían afectar de manera positiva es la tendencia descentralizada del desarrollo industrial, lo cual genera nuevas cargas en nuevos lugares.
- Las alianzas que se tienen con empresas ferroviarias norteamericanas.
- El desarrollo de la infraestructura carretera entre los puertos y el hinterland de Veracruz.
- La ampliación del canal de Panamá que permitirá que las cargas que provienen del este del continente asiático, el oeste de las costas de Estados Unidos y la costa oeste de Centro América y Sur América arriben al puerto de Veracruz, pudiendo así captar los flujos de comercio mundial de estas regiones.
- Saturación de puertos americanos de la costa Pacífica, tales como Long Beach y Los Ángeles, así como los problemas para transportar carga desde estos puertos hasta la costa oeste de EUA.
- Liberación de arancelaria de diversos productos por parte del Tratado de Libre Comercio (TLC) con EUA y Canadá.
- Intercambio de productos entre México y la unión europea.

En la tabla 2 se muestra la participación de diferentes mercados por tipo de carga.

*Tabla 2. Participación de mercados respecto a diferentes cargas. (Fuente: SCT, 2011)*

SEGMENTO DE MERCADO	PARTICIPACION DE MERCADO	PRINCIPAL MERCADO
Carga Contenerizada	37.30%	Norte América, Europa, Centro y Sudamérica
Granel Agrícola	32.7%	Norte América, Canadá y Sudamérica
Granel Mineral	12.80%	Norte América, Europa y Sudamérica
Carga General	8.60%	Norte América, Centroamérica, Europa, Canadá y Asia
Vehículos	4.80%	Estados Unidos, Europa, Sudamérica
Fluidos	3.70%	Norte América, Canadá, Europa y Centroamérica



Veracruz es el puerto con la mejor conectividad tanto con su hinterland y su foreland, siendo los destinos de las importaciones los mostrados en la figura 9.

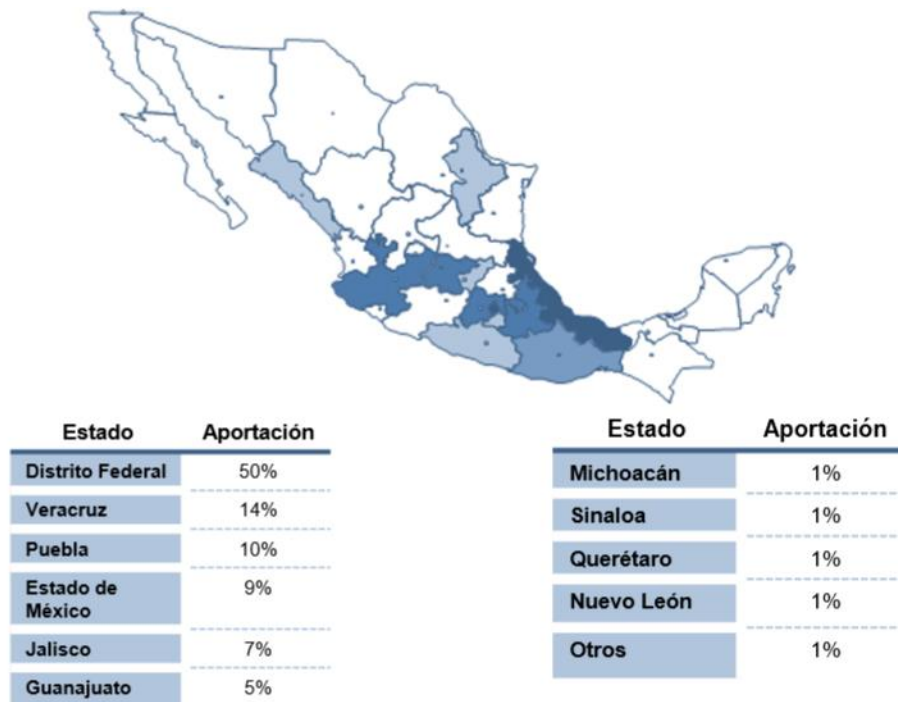


Figura 9. Distribución de Hinterland (Fuente: SCT, 2011)

Los destinos de las importaciones contenerizadas en el 2010 fueron de: D.F. 54 %, Veracruz 13 %, Toluca 12 %, Puebla 7 %, Guanajuato 3 % y otros estados 11 %.

El puerto de Veracruz conecta a estos mercados por medio de conexiones carreteras y ferroviarias (por las empresas Ferrosur y Kansas City Southern), siendo importante señalar que los túneles y puentes permiten el manejo de carga contenerizada a doble estiba.

En lo que respecta a la demanda de infraestructura y servicios se puede observar que en la busca de economías de escala las líneas navieras en los últimos seis años han incrementado la capacidad de los buques portacontenedores significativamente, llegando a contar actualmente con buques de 7<sup>a</sup> generación (Ultra Large Container Vessels), con dimensiones de 400 metros de eslora y 54 metros de manga.

Se realizaron obras para la “optimización de la línea de atraque” mediante las cuales se logró incrementar las áreas de navegación de la siguiente manera:

Se logró crecer la dársena de ciaboga de 400 a 500 metros de diámetro y el ancho de los canales de acceso de 150 a 200 metros, así como la correspondiente profundización de la propia dársena, canales y muelles del puerto, con ello se ha llegado al límite del crecimiento de la infraestructura para atender buques portacontenedores, debido a las restricciones de espacios en el puerto actual.

A pesar de lo anterior, las líneas navieras realizaron una nueva solicitud en el año 2010 para el arribo de embarcaciones Super Post-panamax de 5ª generación, con esloras de 324 metros y 42.5 metros de manga, por lo que a pesar de las restricciones operativas que esto representa, se han atendido en el 2011 más de 40 arribos de estas dimensiones: Maeva, Charleston, Lucy (MSC).

El arribo cada vez más frecuente de buques de grandes dimensiones y la limitante en la longitud de la línea de atraque de la terminal especializada de contenedores, ocasionan restricciones en la descarga de dos buques simultáneamente.

Según (Administración Portuaria Integral de Veracruz S.A de C.V, S/A) actualmente se tienen embarcaciones como el Seawise Giant, con una eslora de 458.45 metros de largo y es por ello que el puerto presenta impedimentos para atender dichas demandas, en primera instancia por el límite en las profundidades de dragado que brinde las condiciones apropiadas de seguridad y maniobrabilidad para dichos buques, seguido de la carencia de nuevos espacios e infraestructura para su crecimiento, entre otros. Esto representa la razón principal para la puesta en marcha del proyecto.

De acuerdo con el Dictamen Sobre la Factibilidad Técnica y Económica del Proyecto de la Ampliación del Puerto de Veracruz en la Zona Norte y posteriormente a las cifras históricas de movimientos de carga en el Puerto, el tráfico total del actual puerto de Veracruz aumentó (en promedio) un 14 % anual entre 1995 y 2000, y para los años 2000 al 2005 una tasa media de crecimiento de un 3 %. (Administración Portuaria Integral de Veracruz S.A de C.V, S/A).

El movimiento de carga en el puerto presenta actualmente un crecimiento anual del 16.4 %, con lo que, el puerto de Veracruz presenta un congestionamiento por falta de espacios de atraque y una falta de acondicionamiento que esté preparado para nuevas tecnologías de transporte de mercancía ya que presenta severos impedimentos.

El desarrollo del proyecto tiene como principal objetivo poder solventar estos problemas, con la finalidad de poder acceder a más clientes y mejorar la relación con los que ya se cuenta; entre los cuales se encuentran Canadá, Argentina, Europa y Brasil, y también a mejorar la economía de la República Mexicana.



# CAPÍTULO 2

## CONCEPTOS BÁSICOS DE OLEAJE

## INTRODUCCIÓN

El oleaje ha sido uno de los fenómenos naturales más intrigantes a lo largo del tiempo y la ingeniería civil no es ajena a su estudio, ya que, es de gran interés conocer los efectos que tiene sobre la costa, así como su influencia en la morfología costera.

Las contribuciones más representativas del estudio del oleaje realizadas entre los siglos XVI y XIX se dieron en un plano teórico, en 1845 la teoría de la Pequeña Amplitud de Airy presenta una solución analítica y explícita del potencial de velocidades de una onda propagada en un fondo plano en aguas profundas ( $h/L > 0.5$ ). Dos años después se presentaría la Teoría de Ondas de Orden Superior de Stokes para aguas profundas e intermedias, posteriormente en 1872 se presentó la Teoría de Ondas Largas por Boussinesq, la cual se utiliza para aguas poco profundas o aguas someras ( $h/L < 1/20$ ). El primer estudio de predicción de oleaje fue desarrollado por Sverdrup y Munk durante la segunda guerra mundial, aunque sus resultados no se dieron a conocer hasta 1947(falta referencia).

El oleaje es generado por la interacción de fuerzas de diferente naturaleza sobre cualquier superficie de agua, entre las cuales se encuentran: viento, perturbaciones meteorológicas, sismos, atracción de cuerpos celestes, etc.; por los cuales se generarán diferentes tipos de ola (véase figura 10). El fenómeno del oleaje es difícil de medir ya que no se repite en espacio ni en tiempo, cuando se observa el paso de una cresta de ola en un punto no se puede asegurar que la consecuente pasara por el mismo. Tomando en cuenta esto se caracteriza comúnmente a través de métodos estadísticos, considerando así al oleaje como un fenómeno aleatorio.



*Figura 10. El viento, principal fuerza generadora del oleaje*

## 2.1 GENERALIDADES DEL OLEAJE

Se puede entender el movimiento de las olas del mar como ondas sinusoidales perfectas, con crestas y valles de idéntica forma, un periodo único y un movimiento orbital progresivo. En la figura 11 se esquematizan las componentes de una ola:

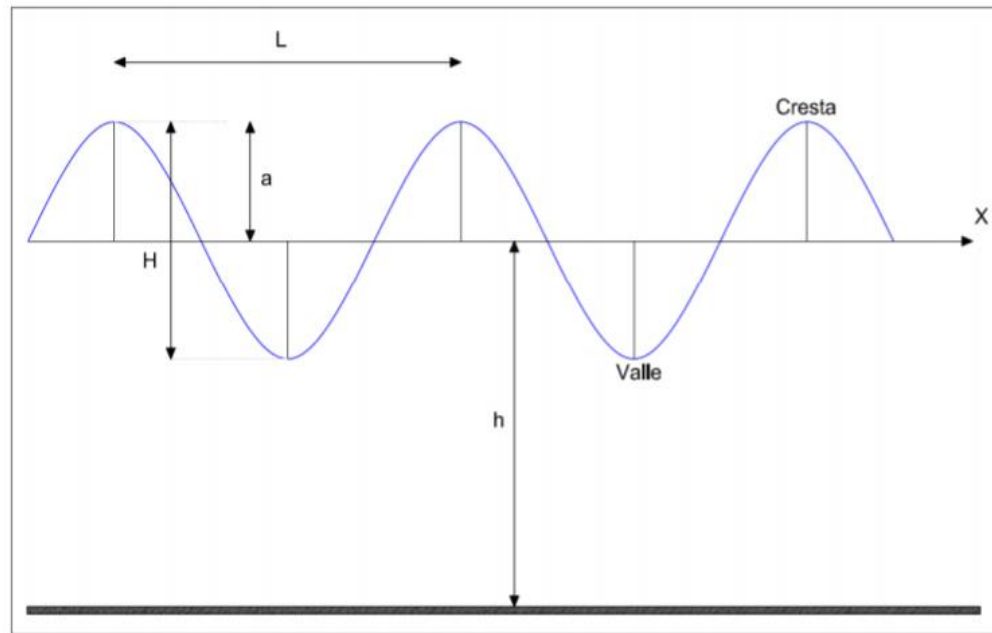


Figura 11. Parámetros característicos del oleaje

Donde:

<b>Amplitud</b>	a	Máxima desviación desde el nivel medio
<b>Profundidad de ola</b>	h	Distancia vertical entre el fondo y la elevación media de la superficie del agua
<b>Altura de ola</b>	H	Distancia vertical entre el máximo de la cresta y el mínimo del valle
<b>Longitud de onda</b>	L	Distancia horizontal entre dos crestas sucesivas

También se presentan otros parámetros importantes:

<b>Frecuencia</b>	$f$	Número de crestas que pasan cada segundo por un punto fijo ( $f= 1/T$ )
<b>Frecuencia angular</b>	$\omega$	$\omega=2\pi/T$
<b>Número de onda</b>	$k$	$k= 2\pi/L$
<b>Peralte</b>	$\epsilon$	Relación que existe entre la altura y la longitud de la ola ( $H/L$ )
<b>Celeridad</b>	$c$	Velocidad con la que viaja la onda ( $c=L/T$ )

### 2.1.1 CLASIFICACIÓN DEL OLEAJE

#### CLASIFICACIÓN DE ACUERDO CON LA ZONA DE PROPAGACIÓN

Cuando el viento transfiere su energía a la superficie del mar se genera el oleaje. La zona donde se lleva a cabo este fenómeno se conoce como zona de generación (véase figura 12). El oleaje puede propagarse en diferentes direcciones, pero teniendo como dominante en este caso la del viento.

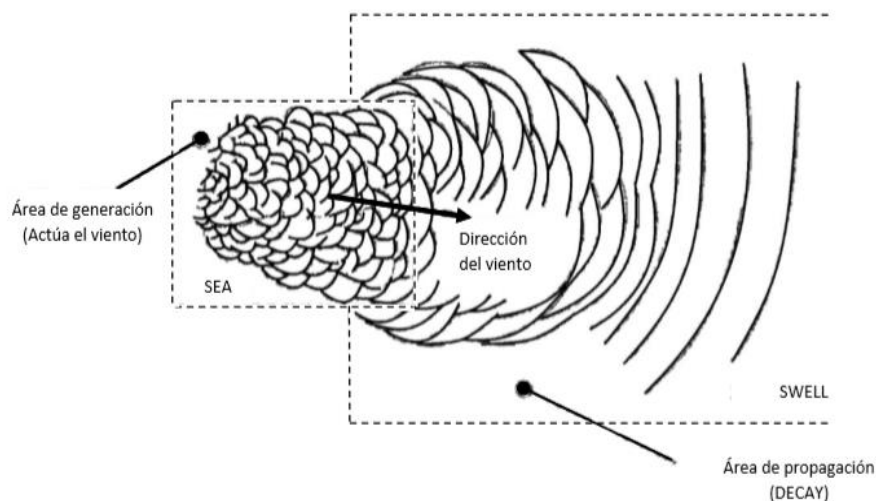


Figura 12. Generación de oleaje (Fuente: Valdés, 2005)

Aunque existe un sin número de estados intermedios, se distinguen dos tipos extremos de oleaje, denominados por las palabras inglesas, *sea* y *swell* o su traducción al español como *oleaje local* y *oleaje distante*.

### **Oleaje local, o *Sea***

El oleaje local (véase figura 13) se produce en la zona de generación costa afuera, raramente son visibles crestas de gran longitud y no se aprecia un periodo bien definido, a continuación, se enlistan las características.

- Poca relación entre alturas y periodos sucesivos.
- Las crestas son cortas y asimétricas.
- Las olas presentan una altura relativamente grande para su longitud de onda, y la superficie líquida se vuelve impredecible.



*Figura 13. Oleaje local, o Sea*

### **Oleaje distante o *Swell***

La dispersión radial y angular provocan que el oleaje se propague y abandone el área de generación, y en este fenómeno podemos observar las siguientes características:

- El oleaje lejos de su zona de generación ha perdido su aspecto turbulento y es más regular (véase figura 14).
- Sucede el decaimiento de la energía de las olas.
- Fenómeno de soldadura, según la cual las ondas de periodos cercanos se fusionan, lo cual amaina la superficie.

- Llega a zonas costeras y sufre una disipación en el que las ondas progresan en forma paralela a las líneas batimétricas. A este fenómeno se le conoce como refracción.



*Figura 14. Oleaje distante o Swell*

## CLASIFICACIÓN DE ACUERDO CON LA PROFUNDIDAD RELATIVA

Las ecuaciones que representan al oleaje que se propaga en cualquier profundidad relativa,  $h/L$ , se denominan ondas en aguas intermedias o en zona de transición. Frecuentemente, asumiendo que estas ondas solo son dependientes de su longitud o de su período se simplifican, llegando así a dos extremos de aproximaciones según su profundidad relativa:

- Aguas profundas.  $h \geq \frac{1}{2}L$  el oleaje no experimenta modificaciones debidas a la profundidad
- Aguas poco profundas.  $h \leq \frac{1}{20}L$  el oleaje es afectado por la profundidad



## 2.1.2 CLASIFICACIÓN DE OSCILACIONES MARINAS

A. En la tabla 3 se muestran los diferentes tipos de onda de acuerdo con sus mecanismos generadores, periodos, longitudes y alturas que las caracterizan, así como sus fuerzas restauradoras.

Tabla 3. Clasificación de las ondas por su período (Johnson et al, 1978)

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 cientos de metros	Centímetros a 15 (m)	Viento	Gravedad
Infragravedad	30 (s) a 30 (min)	100 a 200 (m)	Pequeña	Viento	Gravedad, fuerza de Coriolis
Periodo largo	5 (min) a 24 (h)	Pueden llegar a ser de escala planetaria	1 a 5 (m)	Sismo, derrumbes, atracción de cuerpos celestes	Gravedad, fuerza de Coriolis
Transmarea	Más de 24 (h)	-	0 a 12 (m)	Oscilaciones climáticas	Gravedad, fuerza de Coriolis

B. En la figura 15 se observa una comparativa entre los periodos de las oscilaciones y la energía, así como el período, fuerza generadora y fuerza restauradora que caracterizan a cada una.

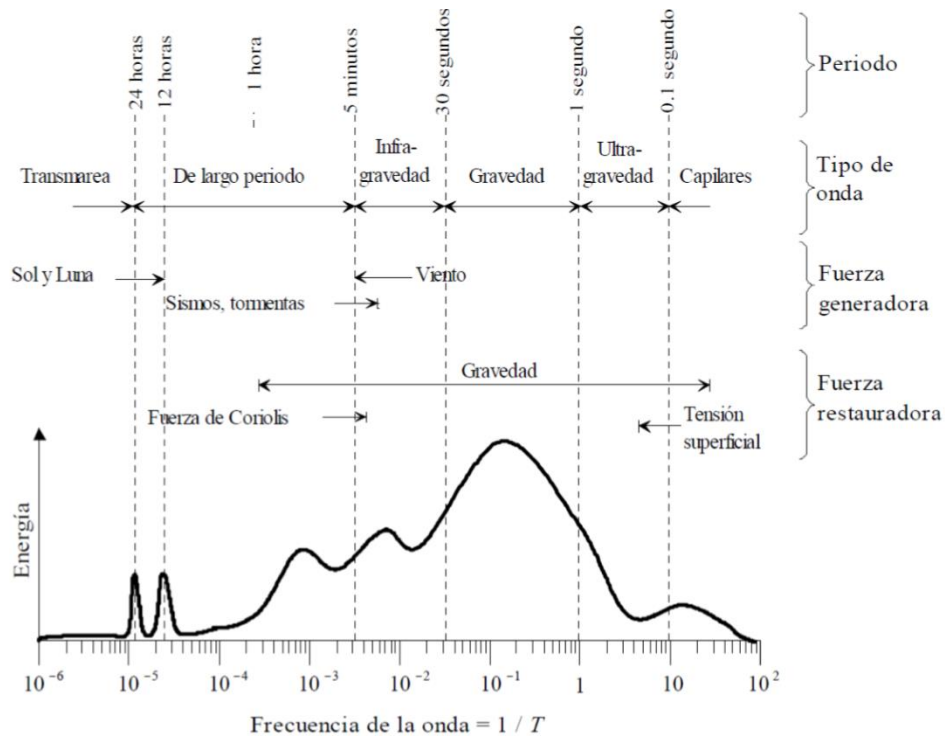


Figura 15. Período-energía de las ondas (Kinsman, 1965)

### C. Clasificación con base en el desplazamiento.

#### Ondas oscilatorias

Su principal característica es que las ondas no transportan masa y están conformadas por dos grupos, las ondas progresivas y las estacionarias. Las primeras se constituyen por ondas periódicas que viajan en direcciones opuestas con la misma amplitud, periodo y longitud. Para el segundo caso los nodos, que son los puntos en los que la superficie libre no se separa del nivel medio y los antinodos, que son los puntos donde la superficie libre alcanza su máxima amplitud, presentan un patrón bien definido.

#### Ondas traslatorias

Se caracterizan por el transporte de masa en dirección de propagación de la onda y se conforma por ondas solitarias, cnoidales y las mareas. Para las primeras su principal característica es que solo presentan una cresta, no presenta valle y no es periódica; además de que no tiene definida una longitud de onda. Las ondas Cnoidales presentan valles muy largos en comparación a las crestas; finalmente

las mareas causan una sobreelevación del nivel medio del mar a causa de la atracción gravitacional de la luna y el sol, además de las mareas de tormenta que la sobreelevación del nivel medio del mar es causada por fenómenos naturales tales como huracanes, tifones, monzones y tormentas tropicales.

### 2.1.3 TRANSFORMACIÓN DEL OLEAJE EN LA ZONA COSTERA

#### SOMERAMIENTO

Ocurre cuando ondas con altura y longitud constante se aproximan a la costa, la variación en la batimetría de la zona altera la celeridad de la onda, habiendo un cambio de energía cinética a energía potencial. La onda aumenta la altura de la cresta llegando al rompimiento.

#### REFRACCIÓN

Lo que lleva a que ocurra esta transformación es que el fondo del mar sirve como freno, llevando así que la celeridad de la onda disminuya provocando un giro del frente de ola, tendiendo a propagarse paralela a la línea de costa.

#### DIFRACCIÓN

Es producto del choque del oleaje con estructuras marinas, ya sean naturales o artificiales, que se encuentran cercanas a la costa que generan un cambio abrupto en la altura de la ola. Provoca una transferencia de energía en dirección perpendicular a la propagación de la ola.

Este fenómeno es de gran interés para el diseño y explotación de obras e instalaciones marítimas teniendo en cuenta que la resonancia de las dársenas, las condiciones de entrada de un puerto, los azolvamientos y las variaciones de las playas próximas a una obra son alguno de los casos en los que la difracción es un factor para tomar en cuenta.

#### REFLEXIÓN

Se presenta con el choque de la ola con un obstáculo que se encuentra en el camino impidiendo su paso, causando alteraciones a las características de la ola.

Se pueden presentar dos casos extremos en la reflexión, uno cuando el obstáculo se encuentra con una inclinación o una pendiente respecto de un eje horizontal, lo que produce que la energía se disipe gradualmente. El otro caso es cuando la ola se encuentra con un obstáculo completamente horizontal e impermeable; lo que provoca una reflexión casi pura, no se presentan los procesos de disipación o rotura.

## ROTURA

Cuando una ola se va acercando a la costa y el fenómeno del someramiento se hace presente, la ola aumenta la altura de la cresta, cuando la altura de la ola coincide con la profundidad, la ola se vuelve inestable y rompe.

Existen cuatro tipos de rotura:

i) Descrestamiento (*Spilling*)

Se presenta en aguas profundas y con pendientes suaves, aparece espuma en la punta de la cresta y va reduciendo su tamaño progresivamente (véase figura 16).



Figura 16. Rotura tipo Spilling

ii) Voluta (*Plunging*)

Ocurre en pendientes más fuertes. El frente de la cresta avanza sobre el seno que la precede, hasta caer sobre el mismo en forma de chorro dejando confinada una bolsa de aire, como se muestra en la figura 17.



Figura 17. Rotura tipo Plunging

iii) Colapso (*Collapsing*)

El frente anterior de la cresta se hace vertical y colapsa sin producir una bolsa de aire (véase figura 18).

iv) Oscilación (*Surging*)

La ola asciende en la playa y se retira sin producir espuma.



Figura 18. Rotura tipo Collapsing y Surfing

El número de Iribarren se puede utilizar para predecir el tipo de rotura (véase figura 19).

$$Ir = \frac{\tan \beta}{\sqrt{\frac{H_0}{L_0}}}$$

Donde:

$\beta$  Ángulo de inclinación de la playa

$H_0$  Altura de ola en aguas profundas

$L_0$  Longitud de onda en aguas profundas  $\left(\frac{gT^2}{2\pi}\right)$  tal que

$g$  Aceleración gravitacional

$T$  Período de onda

En la tabla 4 se presentan los valores de  $Ir$  para los cuatro tipos de rotura:

Tabla 4. Tipos de rotura en función de  $Ir$

Tipo de Rotura	Número de Iribarren
Descrestamiento (spilling)	$Ir < 1.0$
Voluta (plunging)	$1.0 < Ir < 2.6$
Colapso (collapsing)	$2.6 < Ir < 3.1$
Oscilación (surfing)	$3.1 < Ir < 4.0$
No hay rotura	$4.0 < Ir$

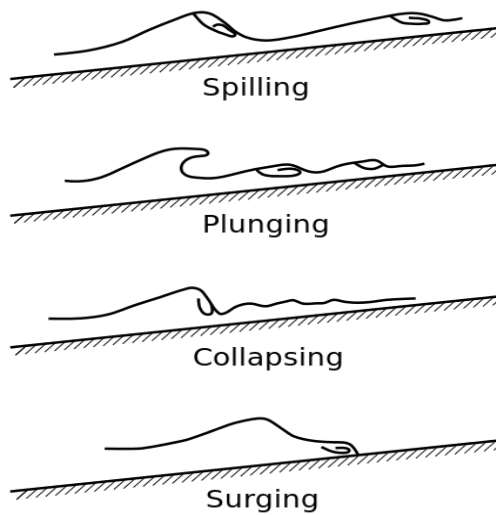


Figura 19. Tipos de rotura

## 2.2 REPRESENTACIÓN MATEMÁTICA DEL OLEAJE

Se basa en el uso de parámetros adimensionales en función de la altura de la ola “H”, la longitud de onda “L” y la profundidad “h”

Los parámetros adimensionales utilizados son:

- a) Altura relativa ( $\alpha$ ). Indica la relación existente entre la oscilación vertical con respecto a la profundidad

$$\alpha = \frac{H}{h}$$

- b) Peralte de la onda ( $\beta$ ). Indica la variación vertical de la onda respecto a una longitud de onda

$$\beta = \frac{H}{L}$$

- c) Profundidad relativa ( $\lambda$ ). Señala la penetración del movimiento de la onda con la profundidad

$$\lambda = \frac{h}{L}$$

De acuerdo con estas relaciones, se puede hacer la caracterización que se presenta en la tabla 5.

Tabla 5. Características de los parámetros adimensionales para las distintas teorías de ondas

Tipo de onda	$\lambda = \frac{h}{L}$	$\alpha = \frac{H}{h}$	$\beta = \frac{H}{L}$
Pequeña amplitud	$\geq 1$	$\ll 1$	$\ll 1$
Ondas largas	$\ll 1$	-	-
Onda larga lineal	-	$\alpha \ll \lambda^2$	-
Boussinesq	-	$\alpha \sim \lambda^2$	-
Onda larga no lineal	-	$\alpha \gg \lambda^2$	-

## 2.3 ANÁLISIS DE SERIES TEMPORALES DE SUPERFICIE LIBRE DEL MAR

Un estado del mar se define como aquella situación o periodo de tiempo en que, y debido a la inercia del fenómeno, se llega a considerar un cierto estado de equilibrio entre las fuerzas generadoras y las fuerzas restauradoras.

El oleaje se puede considerar dentro de estos dos tipos de variaciones:

- ❖ Variación de periodo corto.

En el que la variación es muy rápida, del orden de segundos, durante el cual el proceso se considera estacionario.

- ❖ Variación de periodo largo.

La variación es lenta, del orden de horas, y en ella evoluciona el estado del mar; hay variación de estado.

Con el objetivo de obtener muestras representativas, se debe fijar un periodo de medición, que por un lado sea lo suficientemente corto para que sea válida la



hipótesis de estacionariedad y por otro, que sea lo suficientemente largo para que al analizar la muestra se tenga un número representativo de muestras. El periodo por lo general se fija entre 10 a 20 minutos por cada hora.

### 2.3.1 LA MUESTRA

Normalmente es un registro de oleaje medido por un aparato, generalmente un sensor de presión, ubicado en algún punto del mar. Estos se utilizan para realizar la descripción estadística temporal de un estado del mar. Estos tienen un aspecto similar al de la figura 20.

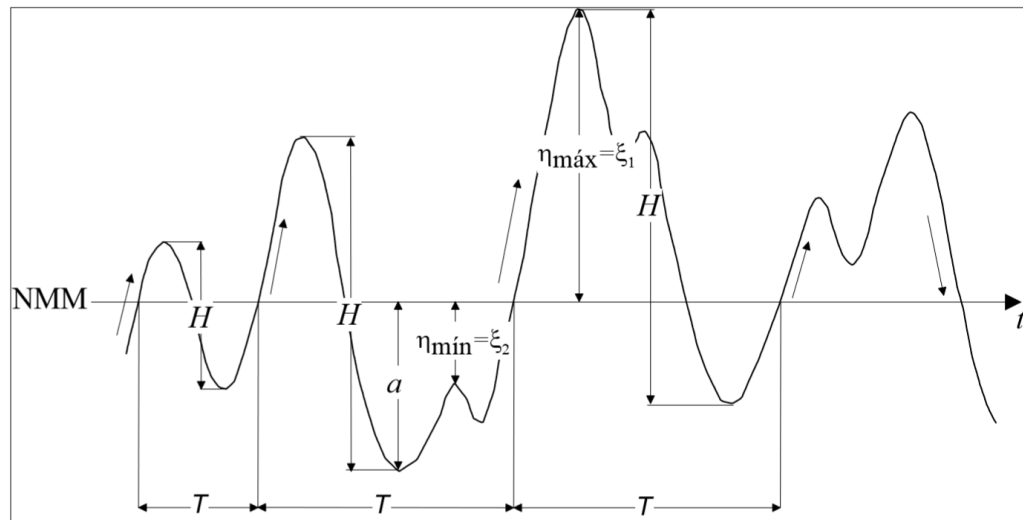


Figura 20. Parámetros generales del oleaje

Como primer paso se realiza el análisis estadístico de la muestra, lo cual nos lleva a calcular los siguientes parámetros estadísticos, para el caso de las alturas y periodos de ola:

Número de sucesos

$$N$$

Media

$$\bar{X} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N X_i$$

Media cuadrática

$$X_m^2 = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N X_i^2$$

Media de los  $N/n$  valores mayores

$$X_{\frac{1}{n}}$$

Casos particulares

$$X_{\frac{1}{3}} \text{ valor significativo o } X_{\frac{1}{10}} \text{ valor un décimo}$$

Valor máximo del parámetro en la muestra  $X_{max}$

Para la correcta utilización de los parámetros antes descritos, se necesitan realizar una serie de operaciones matemáticas que nos ayuden a evitar errores de cálculo y que no alteren la información estadística contenida en la muestra.

A continuación, se describen los pasos a seguir:

Corrección del nivel medio	Media Lineal Parabólica
Discretización de la señal (separa $H$ y $T$ )	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Método de pasos ascendentes por cero</li> <li>• Método de pasos descendentes por cero</li> <li>• Método de crestas</li> <li>• Método de valles</li> </ul>
Estimación de cruces	
Evaluación de parámetros y velocidades orbitales	
Determinación de la dirección del oleaje	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Método gráfico con las velocidades</li> </ul>

Figura 21. Metodología para el análisis temporal del oleaje

## CORRECCIÓN DEL NIVEL MEDIO

En los registros del oleaje siempre se tiene que poner especial atención a la influencia que producen las ondas largas, ya que en algunos casos producirá cambios importantes sobre el nivel medio del registro. Por esta razón es necesario realizar una corrección de dicho nivel y evitar una distorsión en el análisis estadístico.

En el dominio del tiempo, existen tres formas muy utilizadas para llevar a cabo la corrección del nivel medio (Goda, 2000.). El primero de ellos es obtener la media aritmética, el segundo es la corrección lineal y como último la corrección cuadrática. En los dos últimos casos los valores se pueden obtener aplicando la técnica de mínimos cuadrados. Una vez calculado el valor medio se resta del valor original de cada uno de los datos, tal que:

$$\eta_{i\_corregida} = \eta_{i\_original} - \eta_i$$

A continuación, se presentarán las ecuaciones para evaluar el nivel medio.

Media aritmética. Se obtiene la media aritmética de todo el registro para así después restarla a cada dato. El valor medio se obtiene como:

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

Siendo  $N$  el número de puntos de la muestra.

Este criterio por lo general es utilizado cuando los efectos de las ondas largas no tienen gran influencia en el registro del oleaje.

Corrección lineal. De este método se obtiene una expresión que representa una variación lineal del nivel medio, lo que posteriormente se ocupa para eliminar el efecto de las ondas de más largo periodo. La ecuación para realizar la corrección es la siguiente:

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

donde

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

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

Este tipo de corrección se ocupa generalmente si se tiene un registro de oleaje superpuesto a una onda de marea semidiurna y dicho registro tiene una duración mucho menor que el periodo de la marea y si se encuentra en la franja de ascenso (zona 1) como se puede apreciar en la figura 22.

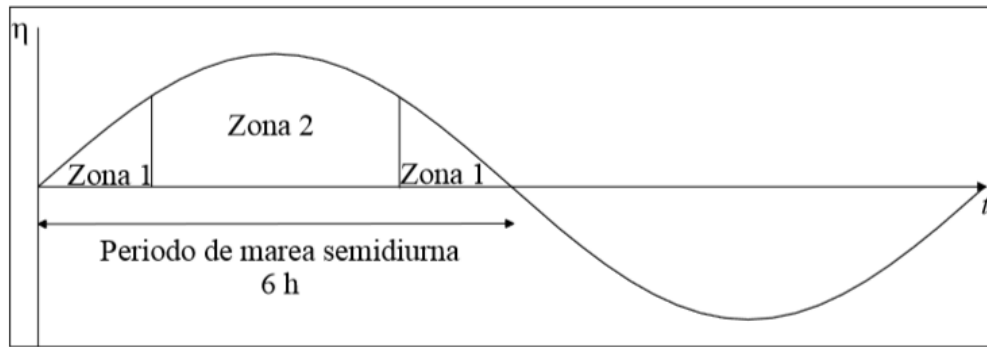


Figura 22. Marea semidiurna

Corrección parabólica. De igual manera se utiliza la técnica de mínimos cuadrados, teniendo que la ecuación para la corrección de tipo parabólico es:

$$\bar{\eta}_n = B_0 + B_1n + B_2n^2 \quad : \quad n = 1, 2, \dots, N$$

donde

$$B_0 = \frac{1}{\Delta} [Y_0 (N_2N_4 - N_3^2) + Y_1(N_2N_3 - N_1N_4) + Y_2(N_1N_3 - N_2^2)]$$

$$B_1 = \frac{1}{\Delta} [Y_0(N_2N_3 - N_1N_4) + Y_1(N_0N_4 - N_2^2) + Y_2(N_1N_2 - N_0N_3)]$$

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

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

Este tipo de corrección se ocupa cuando se tiene un registro de oleaje ubicado en la zona dos de la figura 22. Además, en el caso donde la carrera de marea es importante y la muestra de oleaje que se desea analizar tiene una influencia que se puede ajustar a una parábola. Si no se llegara a conocer el mecanismo generador de dicha variación, resulta más conveniente aplicar este método.

#### CARACTERIZACIÓN DE LA SEÑAL

La caracterización de la señal se refiere a calcular las alturas y los periodos de ola individuales, lo cual se procede a realizar después de haber corregido el nivel medio. Existen diversos métodos para la discretización los cuales se describen a continuación:

El primero es el *método de pasos ascendentes por cero*, el cual haciendo uso de una interpolación lineal entre el tiempo de muestreo del  $i$ ésimo dato de la elevación después de la corrección del nivel y el  $i$ ésimo más uno. La diferencia temporal de este punto al siguiente paso ascendente define el periodo. Además, para el uso de este método se determinan los pasos ascendentes a través del siguiente criterio:

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

El *método de pasos descendentes por cero* es análogo al de pasos ascendentes por cero, la única diferencia es que ahora las olas se definen con el cambio de signo de positivo a negativo.

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

El *método de distancia entre crestas* se ocupa como un método alternativo, el cual fue recomendado usar por el IAHR (1989), este método contabiliza la distancia entre cresta y cresta de la serie. A diferencia de los dos métodos anteriores, en este se contabilizan un mayor número de olas, pero el inconveniente es que se agregan a la estadística olas pequeñas que suelen distorsionar los resultados.

Por último, se encuentra el *método de distancia entre valles*, y como su nombre lo dice se aboca a encontrar los valles para separar las olas.

## DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS DEL OLEAJE

A continuación, se enlistarán los parámetros estadísticos más importantes para definir un estado del mar a partir de una serie de tiempo.

Variación del nivel medio del mar.

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

donde

$\eta_i$  elevación de la superficie libre del mar en el tiempo  $t_i$

$N$  número de eventos o muestras.

Variación de la media cuadrática (la varianza) de la superficie del agua,  $\eta_{rms}^2$ .

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

Altura media y el periodo medio.

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

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

donde

$N_0$  número de olas individuales de todo el registro

$H_i$  altura de ola

$T_i$  período de ola.

La altura cuadrática media,  $H_{rms}$ .

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

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

Para evaluar parámetros relevantes, como los estadísticos de orden, significativo, undécimo, etc., primero se deben ordenar, en función de la altura de ola, de mayor a menor los valores correspondientes de altura-periodo de ola (H, T).

## DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS DE LAS VELOCIDADES ORBITALES

Se ocupan para determinar el valor máximo y la media de las componentes de datos de corrientes. Haciendo uso de las siguientes ecuaciones se puede obtener el valor medio.

$$\overline{Ux} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N Ux_i$$

$$\overline{Uy} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N Uy_i$$

## DETERMINACIÓN DE LA DIRECCIÓN DEL OLEAJE

Comúnmente el oleaje se mueve en diferentes direcciones sin seguir un patrón en especial, todo depende de ciertos factores, ya sean de las fuerzas generadoras o efectos de difracción, reflexión, etc. Cuando el oleaje es cercano a la costa, tiende a asemejarse a la dirección del viento, en caso de que se quiera determinar a través de mediciones temporales, se deben ocupar los datos de velocidades asociados al oleaje. Se ubican aparatos como se puede observar en la figura 23, de tal manera que los ejes  $x$  y  $y$  se encuentran rotados respecto al norte.

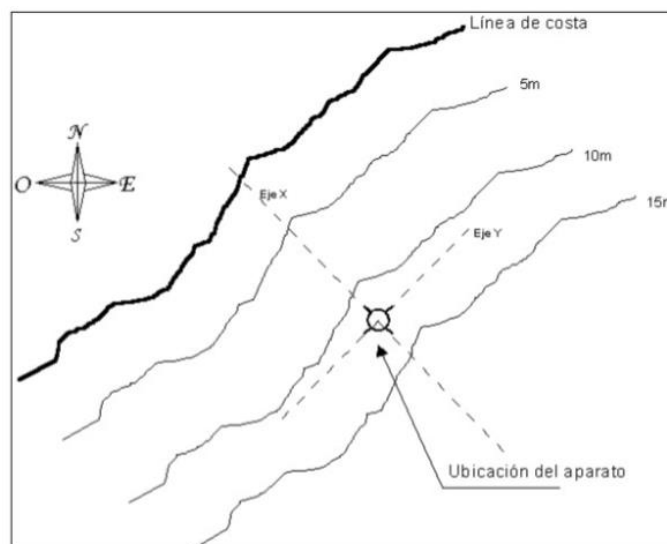


Figura 23. Ubicación de un aparato de medición en la costa

Se tiene una metodología para determinar la dirección del oleaje que se presenta a continuación:

- Obtener las velocidades orbitales,  $U_x$  y  $U_y$
- Estimar los valores medios por registro
- Dibujar ambas velocidades en el sistema de referencia del aparato XY
- Rotar el sistema de referencia XY los grados que indica la brújula en el aparato
- Determinar el sentido del oleaje de acuerdo a la posición de la costa

#### AGRUPAMIENTO DEL OLAJE

La caracterización de un estado del mar se puede hacer de acuerdo con estudios recientes analizando factores como el agrupamiento de olas, ya que se ha comprobado que las olas de mayor magnitud no vienen solas, sino acompañadas de un grupo de olas que poseen mayor energía. Esto se puede observar en el perfil de oleaje que se muestra en la figura 24.

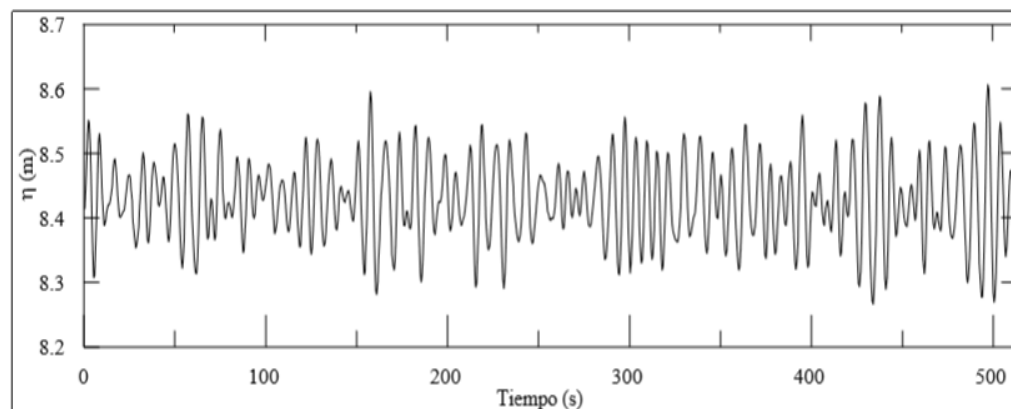



Figura 24. Ejemplo de un registro de oleaje con agrupamiento

Johnson *et al* (1978) mostro que dicho fenómeno es muy relevante ya que influye en el número de olas que se necesitan para voltear embarcaciones o para generar resonancia en estructuras, además de que influyen en la estabilidad de las piezas del manto de rompeolas y estructuras de protección costera.





# CAPÍTULO 3

## DETERMINACIÓN DE LA OLA DE DISEÑO

## 3.1 CARACTERÍSTICAS DE LOS DATOS

### 3.1.1 OBSERVACIONES VISUALES

#### GENERALIDADES

Las observaciones visuales del oleaje han sido una fuente de datos importante para los proyectistas de obras marítimas. La dirección del oleaje es en general muy importante para los proyectos portuarios, en muchos sectores costeros del mundo a pesar de la instrumentación que se ha colocado, los datos visuales son la fuente más confiable.

Las observaciones visuales del oleaje se realizan desde barcos comerciales en ruta que participan en un programa establecido por la Organización Meteorológica Mundial (O.M.M.). Las observaciones se realizan a lo largo de las rutas comerciales internacionales y las costas que rodean los continentes.

Para conseguir estadísticas del oleaje climáticamente centradas, son necesarias las observaciones de varias décadas, en zonas transitadas por flotas comerciales la densidad de observaciones es lo bastante alta para construir tramos de la curva de evolución de  $H_s$ .

#### PRECISIÓN DE LAS OBSERVACIONES DE ALTURA DE OLA

Se presume que, de acuerdo con los estudios realizados hasta ahora, la altura de ola estimada visualmente  $H_v$ , se encuentra como media, en la altura de ola significativa  $H_s$ , del oleaje real.

La equivalencia que se maneja entre  $H_v$  y  $H_s$ , fue establecida en los años 40 a partir de los estudios realizados por la *Scripps Institution of Oceanography* durante la segunda guerra mundial. La comisión *para el estudio de los métodos de análisis de datos concernientes al viento y las olas* del PIANC-1979 lo expreso de la siguiente manera:

“Se ha advertido que no hay diferencias sustanciales entre las alturas de ola observadas visualmente y las alturas de ola significativa deducidas de los registros de oleaje de los mismos estados del mar”

Asimismo N. Hogben (1990) concluyó: “En cuanto a la precisión de los datos visuales brutos, las comparaciones para altura del oleaje... muestran típicamente que hay un razonable buen acuerdo con los datos instrumentales, aparte de algunas concentraciones de observaciones que son debidas a cierta aprensión por parte de los observadores a consignar la altura de ola en escalones de medio metro”.

T. Jardine en 1976 comparó 3901 parejas de observaciones visuales  $H_v$ , y de medidas instrumentales  $H_s$ , realizadas simultáneamente en un barco meteorológico situado en el atlántico norte.

En la figura 25 se representan los resultados que obtuvo Jardine, él ajustó los puntos-dato con una relación de tipo cuadrática, la cual se muestra a continuación:

$$H_s = 0.050H_v^2 + 0.78H_v + 0.83$$

Como podemos darnos cuenta, la curvatura de la relación cuadrática en la región cubierta por una alta densidad de datos es escasa, por lo que, Jardine decidió usar una relación lineal a la que ajustó los datos, es la siguiente:

$$H_s = 0.98H_v + 0.50$$

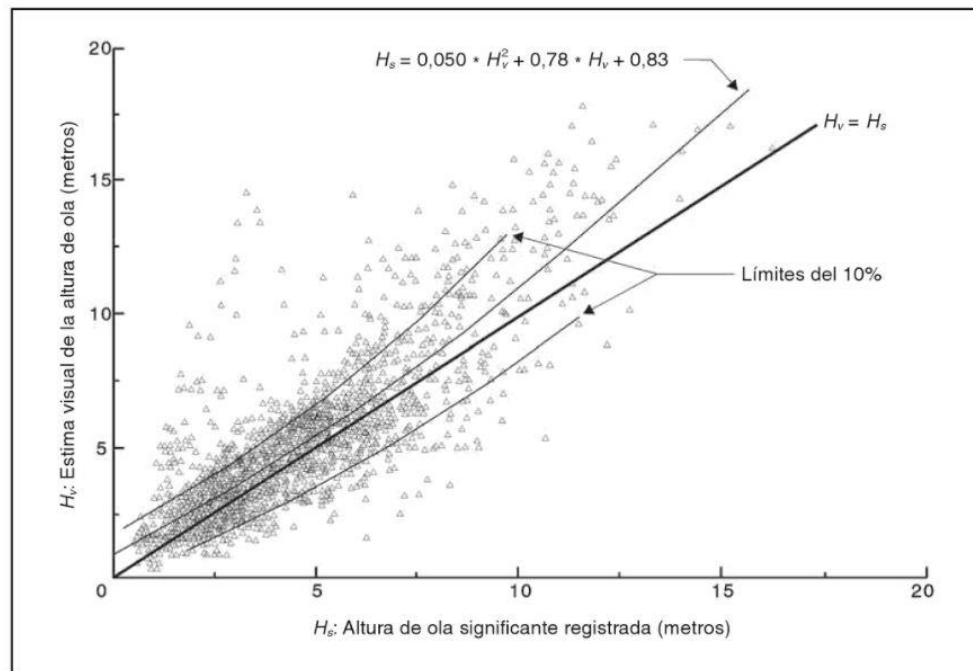


Figura 25. Relación puntos-dato usado por Jardine. (Fuente: Jardine (1979))

Jardine indicó que el valor instrumental  $H_s$  y la media de las observaciones visuales  $H_v$  eran sensiblemente equivalentes, a excepción de valores muy bajos y muy altos de la variable.

PRECISIÓN DE LAS OBSERVACIONES DEL PERIODO DE OLA

T. Guedes Soares (1986) realizó un estudio para comparar los períodos de oleaje de las observaciones visuales e instrumentales, las cuales se muestran en la figura 26.

$T_v$ (sg.)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	TOTAL	
1	1															15
2	3															75
3	8	21														176
4	28	39	34													182
5	22	27	32	21												158
6	11	15	20	21	50											132
7	7	13	16	17	39	29										124
8	5	8	8	8	40	31	21									96
9	2	3		6	20	29	24	10								88
10		1	4	3	22	18	23	13	4							78
11			5		9	8	25	19	8	1	1	2				57
12		2	3	2	2	10	10	19	4	5						40
13		1			1		6	17	8	7						44
14				2		4	4	10	9	11	2	2				21
15			1		1	4	1	2	2	10						18
16					1	2	1		6	4	3	1				14
17		1					3	2	2	5	1					17
18							1	2	2	6		4	1	1		9
19									1	1	2	3		2		14
20									1	2	1	7	2	1		6
21										2		3	1			4
22										2		1	1			2
23											1		2			
24													1	2		
TOTAL	86	131	134	109	301	210	137	108	53	58	10	23	8	4		1372

Figura 26. Comparación entre observaciones visuales del periodo  $T_v$  y registros instrumentales del mismo  $T_m$ , invierno 1976-1977 (Fuente: Copeiro del Villar & García, 2008)

La recta de regresión lineal ajustada a los datos por Guedes Soares tiene un coeficiente de correlación de 0.75, esta recta nos muestra que el periodo medio  $T_m$  del oleaje real es aproximadamente 20 % mayor del estimado visualmente. La ecuación de esta recta se muestra a continuación:

$$T_m = 1.17T_v + 1.30$$

Goda (1985) estimó que el período pico  $T_p$  y el período significativo  $T_s$  se mueven en un rango de variación según las características espectrales del oleaje, como se muestran:

$$T_s = (0.90 \sim 1.41)T_m$$

$$T_p = (0.95 \sim 1.49)T_m$$

Como se observa en la figura 26, existe una gran dispersión de puntos alrededor de la recta. Aunado a esto también se tienen errores debido a la variabilidad natural de los periodos característicos que acompañan a cada valor de altura de ola significativa, esto de acuerdo con la estructura de campo de viento que genera cada oleaje y de su distancia a la costa.

### 3.1.2 OBSERVACIONES INSTRUMENTALES

#### GENERALIDADES

Las recopilaciones de datos hoy en día para proyectos de ingeniería costera son tomados de boyas instrumentadas, aunque existen otros procedimientos, tales como medidas con láser desde la costa o medidas fotogramétricas desde satélites.

Para proyectos tales como la creación de diques costeros, es de suma importancia que los datos de oleaje utilizados sean direccionales. La energía del oleaje en varias ocasiones se concentra en determinados sectores direccionales, es importante identificar y tener en cuenta al proyectar los diques.

#### PRECISIÓN DE LAS MEDIDAS

Las medidas instrumentales de oleaje están sujetas a problemas de fiabilidad. El primer analista que empleo este tipo de registros fue L. Draper (1963), que resalto los problemas de los fallos instrumentales en los temporales. M. Tucker trabajo con registros de la costa oeste escocesa, en la cual detecto los siguientes problemas: por una parte, el sistema de anclaje fallo en algunos temporales y el registrador se perdió; el sistema de medida/transmisión trabajo deficientemente en los grandes temporales. Estas deficiencias de la muestra extremal llevaron a infraestimar  $H_s$  en las extrapolaciones de las funciones extremales.

A Graauw (1986) en un artículo para la obtención de muestras extremales, estimo en un 30 % - 60 % el tiempo de inactividad de los registradores de oleaje, él también estaba de acuerdo que los mayores fallos ocurrían en los temporales.

J. Rossouw planteo en su presentación al ICEC-'88 de los resultados obtenidos en una investigación que realizo durante ocho años continuos de registro en 4 bollas distribuidas a lo largo de la costa sudafricana. Señalo que los registradores no funcionaban de la manera correcta durante el paso de los mayores temporales, en la figura 27 se muestran por medio de graficas las alturas de olas registradas.

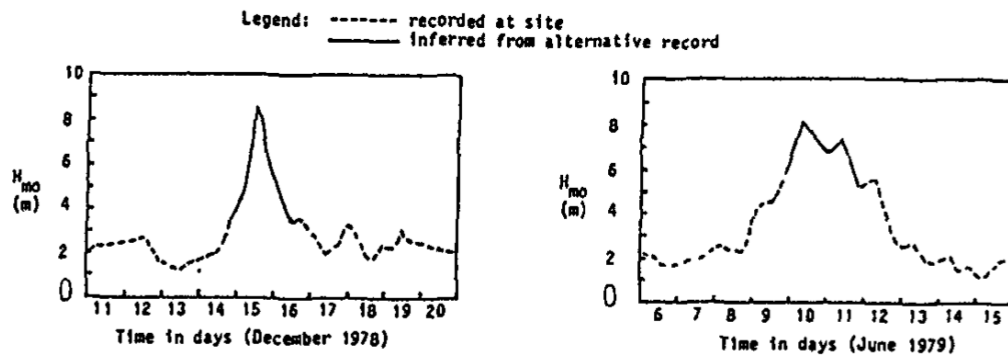


Figura 27. Funcionamiento de boyas en costa sudafricana. Fuente: J Rossouw (1988)

## 3.2 ANÁLISIS EXTREMAL

### 3.2.1 ESTIMA DEL OLAJE EXTREMAL

El análisis del oleaje extremal se centra en la variable  $H_s$  teniendo como objetivo principal obtener probabilidades extremales, a partir de esto se puede conocer la probabilidad de que cualquier valor de  $H_s$  sea excedido durante la vida útil de la obra.

Comúnmente se utilizan dos tipos de métodos para estimar regímenes extremales, el primero emplea muestras extremales de  $H_s$ , mientras que el segundo hace uso de la ecuación de valores extremos.

## AJUSTE DE MUESTRA DE MÁXIMOS ANUALES

El proceso se esquematizará en el cuadro siguiente:

### Ajuste de muestra de máximos anuales

Descripción	formulaciones	Notas
<p>Obtención de una muestra de los V.M.A. de <math>H_s</math> durante un número elevado de años.</p> <p>Ordenar muestra formando una distribución muestral y ajustar función de distribución.</p>	$\Phi(H_s)$	<p>La función da la probabilidad de que el valor <math>H_s</math>, no sea excedido en un año cualquiera.</p>
<p>Periodo de recurrencia <math>T(H_s)</math>.</p>	$T(H_s) = \frac{1}{1 - \Phi(H_s)}$	<p>Valor medio en años del intervalo temporal entre las excedencias de <math>H_s</math>.</p>
<p>Asignar vida útil "V" y especificar el riesgo "R", estos factores se relacionan mediante la fórmula del periodo de recurrencia de la altura de ola significativa de cálculo (Gumbel, 1957).</p>	$T(H_{sc}) = \frac{V}{-\ln(1 - R)}$	<p>En el riesgo se toma en cuenta que en la vida útil de la obra ocurra un temporal superior al considerado para el cálculo de la obra <math>H_{sc}</math>.</p>
<p>Obtención de la altura de ola significativa de cálculo <math>H_{sc}</math> mediante las dos expresiones anteriores.</p>	$\Phi(H_{sc}) = 1 - \frac{1}{T(H_{sc})} = 1 - \frac{\ln(1 - R)}{V}$	<p>Función aplicable a otras distribuciones extremales.</p>

\*V.M.A.: Valores máximos anuales.

## AJUSTE DE MUESTRA DE VALORES MAYORES

El proceso se esquematizará en el cuadro siguiente:

### Ajuste de muestra de los valores mayores

Descripción	formulaciones	Notas
<p><b>Obtención de muestra de la curva de evolución de Hs en el tiempo (dicha curva es un conjunto de observaciones con poco esparcimiento temporal entre sí). La serie de valores obtenidos se ordena para obtener una distribución muestra y se le ajusta una función de distribución.</b></p>	$\psi(H_s)$	<p>Cuando los valores de Hs son altos, las ondulaciones de la curva presentan un temporal, que a su vez es caracterizada por un valor de Hs en el pico.</p>
<p><b>Período de recurrencia expresado en número medio de &lt;&lt;pruebas estadísticas&gt;&gt;</b></p>	$T'(H_s) = \frac{1}{1 - \psi(H_s)}$	<p>Valor medio en años del intervalo temporal entre las excedencias de Hs.</p>
<p><b>Período de recurrencia expresado en años, para su obtención se multiplica el número de &lt;&lt;pruebas estadísticas&gt;&gt; en el tiempo por la duración del intervalo temporal medio entre los valores muestrales (los picos de la curva de evolución HS).</b></p>	$T(H_s) = \frac{1}{(l)(1 - \psi(H_s))}$	<p>l es el número medio de valores muestrales (de oscilaciones positivas) por año.</p>
<p><b>En ciertos casos se llega a utilizar un método denominado <i>picos sobre un umbral o duraciones parciales</i>. Si el umbral se escoge de tal manera que el número de picos de la muestra sea igual que al número de años del muestreo, V. T. Chow (1964) encontró una relación entre la función de distribución del máximo anual o(hs) y la función de distribución de los <i>picos sobre el umbral</i> yu(hs).</b></p>	$\psi_u(H_s) = 1 + \ln \Phi(H_s)$	<p>El umbral se elige de tal manera que los valores más pequeños de la variable sean excluidos.</p>



## Ecuación de valores extremos

Descripción	Formulaciones	Notas
H <sub>s</sub> se toma como una variable continua en el tiempo, para esto se realiza un nivel de corte en la curva de evolución, pudiendo discretizar dicha curva para poder aplicar un proceso de Bernoulli.	$H_s$	El nivel de corte es variable, siendo el mismo $H_s$ .
Cada corte de la curva de evolución de H <sub>s</sub> presenta una oscilación positiva e individual que queda por encima. Estas ondulaciones se tomarán como un fenómeno discreto. Se definirá la variable discreta <i>cumbre sobre H<sub>s</sub></i> .	$C_{H_s}$	Cada cumbre se caracteriza por tener una duración $t_i(H_s)$ . (No es importante un valor específico de H <sub>s</sub> en el pico de la cumbre)
Para caracterizar la variable $C_{H_s}$ como un proceso binomial se consideran dos posibilidades, la presentación de una cumbre o la no-presentación. La ecuación extremal del proceso de Bernoulli se formula.	$\Phi(C_{H_s}) = [1 - P(C_{H_s})]$	$P(C_{H_s})$ es la frecuencia de presentación de $C_{H_s}$ . $\Phi(C_{H_s})$ es la probabilidad de que no se presente ninguna cumbre sobre $H_s$ en $N$ pruebas estadísticas.
Esta última función presenta de la misma manera que el valor $H_s$ no sea excedido durante el tiempo que transcurren las $N$ pruebas estadísticas. Si para $N$ se escoge el número de pruebas estadísticas contenidas en un año, la probabilidad definida es la función de distribución del máximo anual, $\Phi(H_s)$ .	$\Phi(H_s) = \Phi(C_{H_s})$	$N$ = duración del año/duración media de las cumbres sobre $H_s$ .
La duración media de las cumbres sobre $H_s$ varia con el nivel de corte, teniendo que $N$ es una función de $H_s$ . Se denominará como $n(H_s)$ .	$n(H_s) = \frac{1}{t(H_s)}$	$t(H_s)$ es la duración media, en fracciones de año, de las cumbres sobre $H_s$ .
La frecuencia de no-presentación de las cumbres sobre $H_s$ es idéntica a la probabilidad de que $H_s$ no sea superada. Siendo así la función de distribución de $H_s$ , $F(H_s)$ .	$1 - P(C_{H_s}) = F(H_s)$	

Se obtiene la ecuación extremal para variables continuas aplicada a  $H_s$ .

$$\Phi(H_s) = [F(H_s)]^{n(H_s)}$$

Se sustituyó la variable continua  $H_s$  por la discreta  $C_{H_s}$ , se aplica el proceso de Bernoulli a esta última y se regresa con los resultados a la variable inicial.

---

### 3.3 TÉCNICAS DE ANÁLISIS EXTREMAL

#### 3.3.1 REPRESENTACIÓN DE FUNCIONES

Con el propósito de llevar a cabo el ajuste de funciones de distribución a las muestras, se tienen que asignar valores de probabilidad a puntos ordenados de la distribución muestral.

A lo largo del tiempo se han planteado diversas formas de representación que tuvieron cierta aceptación entre la comunidad ingenieril. La teoría estadística de valores ordenados introdujo criterios más objetivos y cuantificables. Ésta a su vez ha producido una variedad de métodos.

A partir de la función de frecuencia del valor  $m$ -ésimo de las distribuciones muestrales de  $N$  valores ordenados que se obtienen de una población cuya función de frecuencia es  $f(x)$ , se desarrollaron dos tipos de estimas:

- Valores característicos de la probabilidad del valor  $m$ -ésimo muestral.
- Valores característicos de la variable para el valor  $m$ -ésimo muestral.

Los valores del primer tipo son más sencillos de obtener que los del segundo, estos mismos son independientes de cuál sea la función de frecuencia concreta de la población, en cambio los del segundo dependen de cuál sea la función y son menos generales. No obstante, los ajustes hechos con valores del primer tipo tienen una mayor variabilidad que los realizados con los del segundo, dado que estos contemplan más información al tomar en cuenta la función de distribución.

En nuestro caso es de interés el caracterizar las fuerzas que desestabilizan las obras de protección costera, las cuales dependen de la variable  $H$ , para el caso es recomendable usar los valores del segundo tipo. En la tabla 6 que se presentara a continuación se muestran diferentes tipos de funciones que se emplean en relación con la variable  $H_s$ .

Tabla 6. Funciones con relación a la altura de ola  $H_s$ , (Fuente: Coastal Engineering Manual-2002, EM 1110-2-1100 (Part II).)

Application of Formula	Plotting Position Formula
Traditional (Gumbel 1958)	$\hat{F}_m = 1 - \frac{m}{N + 1}$
Fisher-Tippett I (FT-I) (Gringorten 1963)	$\hat{F}_m = 1 - \frac{m - 0.44}{N + 0.12}$
Weibull Distribution Function (Goda 1988)	$\hat{F}_m = 1 - \frac{m - 0.20 - \frac{0.27}{\sqrt{k}}}{N + 0.20 + \frac{0.23}{\sqrt{k}}}$
Fisher Tippett II (FT-II) or Frechet Distribution Function (Goda and Kobune 1990)	$\hat{F}_m = 1 - \frac{m - 0.11 - \frac{0.52}{k}}{N + 0.12 - \frac{0.11}{k}}$
Log-Normal Distribution Function (Blom 1958)	$\hat{F}_m = 1 - \frac{m - 0.375}{N + 0.25}$
Parameter definitions: $F$ = probability that the $m^{th}$ highest data value will not be exceeded $m$ = rank of data value in descending order ( $m = 1$ for largest, etc.) $N$ = number of events <sup>1</sup> $k$ = parameter in Weibull distribution function <sup>1</sup> For censored data, $N$ should represent the total number of events over the time interval considered (not just the number of censored events)	

### 3.3.2 PROCEDIMIENTOS DE AJUSTE

Para el ajuste de funciones a las muestras se pueden realizar diferentes procedimientos mencionados en Coastal Engineering Manual-2003 para definir parámetros de cada función de distribución como se muestra a continuación:

**Método gráfico.** La bondad de ajuste se determina visualmente, representando de manera simultánea a los datos con la función candidata en ejes que permitan a dicha función representarse como una recta.

**Métodos numéricos.** Los métodos numéricos son más fáciles de utilizar, aunque no siempre los más precisos, de los métodos que se tienen comúnmente para elección se presentaran los más relevantes.

### Muestras Grandes (Cuarenta o más puntos muestrales para ajustar)

Método	Descripción
<b>Método de los momentos</b>	Este método es de gran ayuda para muestras grandes o muy grandes. Sufre de una gran influencia debido a su extremo superior y no es recomendable su uso en muestras "pequeñas" ya que el brazo de momento que origina este punto influye en las estimas de la pendiente de la función ajustada.
<b>Método de máxima verosimilitud</b>	Excelentes propiedades estadísticas para muestras grandes y muy deficiente en muestras chicas debido a hipótesis usadas en este método referentes a la <i>normalidad de las desviaciones</i> .
<b>Regresión lineal simple</b>	Es uno de los métodos más utilizados ya que su uso es de gran facilidad. El método es recomendable para su uso en muestras "muy grandes", tiene problemas cuando las muestras no caen en esta categoría. Los problemas derivan de que los tipos de muestras a ajustar en relación con la altura de ola, tales como $F(H_s)$ , $O(H_s)$ y $n(H_s)$ , tienen desviaciones esperables de magnitudes no uniformes en el rango de valores muestrales. También sufre de la influencia excesiva de las zonas extremas de la muestra, sobre todo del extremo superior.

<b>Método de regresión ponderada</b>	<p>Consiste en asignar a cada punto muestral un factor multiplicativo, de acuerdo con la significación estadística esperada muestral. El peso asignado a cada punto muestral es inversamente proporcional a la varianza de las desviaciones esperadas de ese punto (Hald, 1952; Mood, Graybill y Boes, 1974; Carroll y Ruppert, 1988). Una deficiencia es referente al sesgo de las estimas, debido a que las funciones de frecuencia de las desviaciones muestrales son en ciertos casos asimétricas en el extremo superior de las muestras.</p>
--------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

<b>Muestras pequeñas (Veinte o menos puntos muestrales para ajustar)</b> <b>Método de <i>Regresión Ponderada</i></b>	
<p>Debido a que los métodos mencionados anteriormente suelen tener problemas con las muestras pequeñas, se han desarrollado variantes que ayudan a manejar estas muestras. El método de <i>Regresión Ponderada</i> es el más recomendable y se describe a continuación:</p>	
<b>Robustez de las estimas</b>	<p>Propiedad de suma importancia para aplicaciones ingenieriles, este método es afectado en menor grado por los errores al asignar la varianza a los puntos a ajustar o las desviaciones de la <i>Normalidad</i> que producen sesgo o curtosis. Los métodos de <i>los momentos y de regresión no ponderada</i> son descartables debido a su poca robustez.</p>
<b>Simplicidad de las estimas</b>	<p>A comparación del método de <i>máxima verosimilitud</i> que necesita una formulación específica para cada tipo de función a ajustar y que en muchos casos es complicado obtenerlas, el método de regresión ponderada puede realizarse independientemente de cuál sea el tipo de función a ajustar, además de que la obtención de las estimas es mucho más sencilla.</p>

También se puede trazar una línea recta de modo que se ajuste a los puntos-dato en unos ejes adecuados, pero todo esto se hace de manera informal, aunque no tiene menos precisión que los métodos numéricos.

### 3.3.3 PERÍODO DE RETORNO

El período de retorno es un parámetro que se debe tomar en cuenta al momento de realizar una obra hidráulica destinada a soportar avenidas. Se define al periodo de retorno como el intervalo de recurrencia ( $T_r$ ), entre la ocurrencia de un evento igual o mayor a una magnitud dada. Este periodo de retorno se considera como el inverso de la probabilidad, del  $m$ -ésimo evento de los  $n$  registros.

Este periodo de retorno varía en función de la importancia de la obra que se construirá (interés económico, socio-económico, estratégico y turístico).

De acuerdo al Atlas de Clima Marítimo de la Vertiente Atlántica Mexicana, obtenido del Instituto de Ingeniería de la UNAM, la siguiente figura representa el período de retorno ( $T_r$ ) asociado a una altura de ola ( $H$ ).

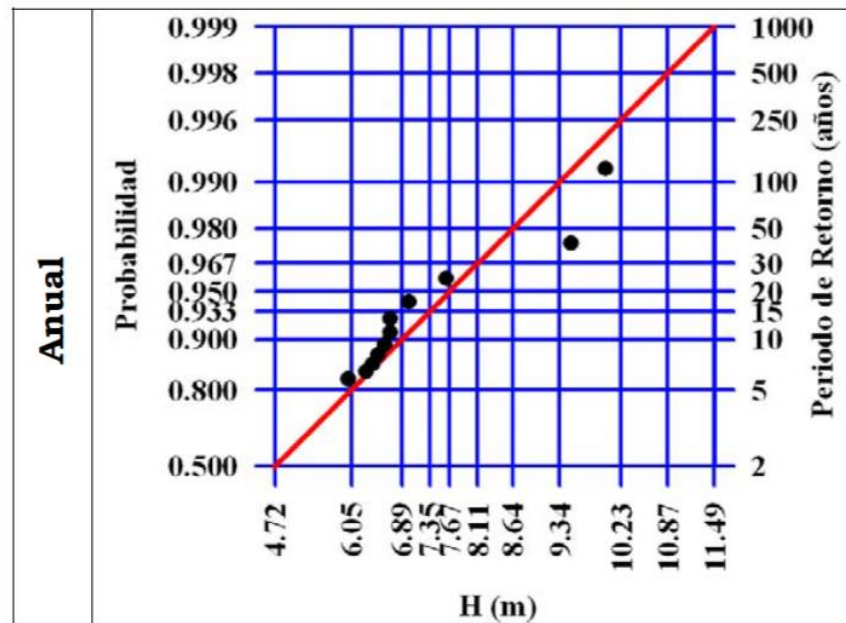


Figura 28. Régimen extremal de alturas de ola significativa

Al mismo tiempo se muestra en la figura 29 una gráfica que asocia la altura de ola ( $H$ ) y el periodo medio ( $T$ )

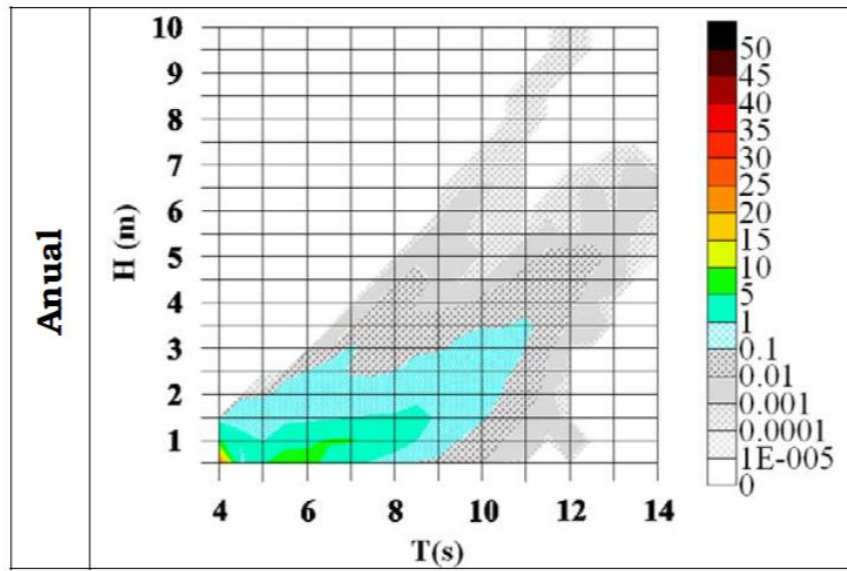


Figura 29. Probabilidad conjunta altura significativa y periodo medio de ola



# CAPÍTULO 4

## DISEÑO DE ROMPEOLAS



## INTRODUCCIÓN

Las estructuras de protección de portuaria son parte vital del puerto, sin importar el uso que se le dé, puede ser para transporte de mercancías, uso recreativo, etc. En función del uso y la importancia de las mismas, las restricciones para su construcción serán mayores.

El diseño de las estructuras marítimas se puede estudiar en dos partes, la primera comprende el diseño geométrico, que se determina en función del comportamiento hidráulico o permisible y la segunda el diseño mecánico, que determina el peso y el tamaño de las diferentes capas del talud que conforman la cara que estará expuesta al oleaje.

Se conforman por estructuras artificiales, naturales y mixtas, según su función se denominan espigones, escolleras y rompeolas.

En este capítulo nos enfocaremos en las estructuras llamadas rompeolas o diques de abrigo.

La función principal de los rompeolas es brindar seguridad al interior del recinto portuario, ya que crea las condiciones óptimas para el atraque y maniobrabilidad disipando la energía del oleaje que choca con la cara expuesta a mar abierto.



*Figura 30. Rompeolas Norte del Puerto de Veracruz, Ver.*

## TIPOLOGÍA DE DIQUES DE ABRIGO

La sección tipo de un rompeolas se conforma por las siguientes partes:

Cimentación. Parte del dique en contacto con el suelo y vía de transmisión de esfuerzos.

Cuerpo central. Principal elemento resistente al oleaje, provocando a los fenómenos de rotura o reflexión.

Superestructura. Protege al camino de rodadura, camino de acceso, etcétera frente a los rebases.

De acuerdo con su forma se pueden distinguir en tres grupos.

- Rompeolas en talud
- Rompeolas con paramento vertical
- Rompeolas con tipología especial

### 4.1 DISEÑO DE DIQUES EN TALUD

En la siguiente figura se muestra un perfil común de este tipo de diques.

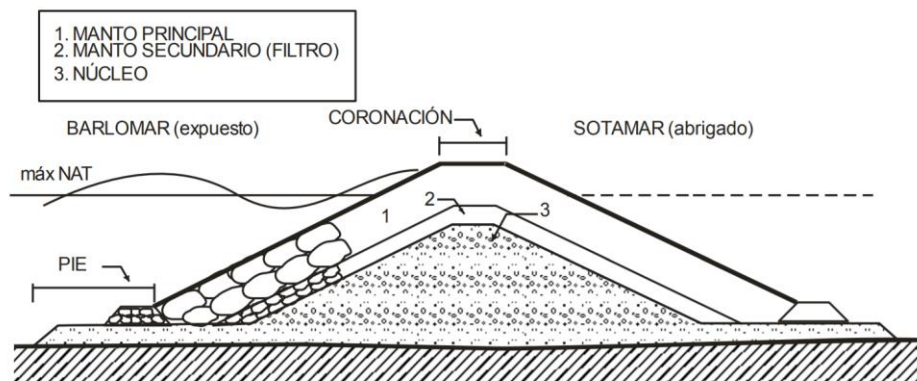


Figura 31. Perfil común de un dique en talud

Para el diseño de diques en talud se conocen varias expresiones matemáticas importantes las cuales se presentan a continuación:

#### 4.1.1 FORMULACIÓN DE HUDSON

Hudson propuso la siguiente ecuación para el cálculo del peso para las piezas en el manto principal:

$$W_{50} = \frac{\gamma_s H^3}{K_D (S_r - 1)^3 \cot \alpha}$$

Donde:

$W_{50}$  Es el peso correspondiente al tamaño 50 % en la curva granulométrica de las piezas del manto

$\gamma_s$  Peso específico del material del manto

$K_D$  Coeficiente de estabilidad

$\alpha$  Angulo de inclinación del talud

$S_r$  Densidad relativa. Se define como  $\frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_w}$

$\gamma_w$  Densidad relativa del agua

Es recomendable el uso de esta ecuación dado que abarca un gran número de piezas y es muy sencilla de aplicar, aunque sus desventajas son importantes, ya que los ensayos se realizaron solo en oleaje regular y no toma en cuenta el periodo ni la duración de la tormenta, además de tomar en cuenta solo los diques no rebasables y núcleo impermeable.

Los valores del coeficiente de estabilidad que se mostraran en la tabla 7 corresponden a daño nulo, en el que el 5 % o menos de las piezas del manto han sido movidas de su lugar.

Tabla 7. Coeficiente de estabilidad experimental para diseño de dique en talud

Tipo de elemento	Capas de la coraza	Colocación	Cuerpo		Morro		Cot( $\alpha$ )
			Rompe sobre el talud		Rompe sobre el talud		
			si	no	si	no	
<b>Elementos Naturales</b>							
Lisa redondada	2	Aleatoria	1.2	2.4	1.1	1.9	1.5 a 3
Lisa redondada	>3	Aleatoria	1.6	3.2	1.4	2.3	1.5 a 3
Rugosa y angular	1	Aleatoria	N/D	2.9	N/D	2.3	1.5 a 3
Rugosa y angular	2	Aleatoria	2	4	1.9	3.2	1.5
					1.6	2.8	2
Rugosa y angular	>3	Aleatoria	2.2	4.5	1.3	2.3	3
					2.1	4.2	1.5 a 3
Rugosa y angular	2	Especial	5.8	7	5.3	6.4	1.5 a 3
Paralelepípedo	2	Especial	7 a 20	8.5 a 24	N/D	N/D	1 a 3
Roca de cantera angular y graduada	N/D	Aleatoria	2.2	2.5	N/D	N/D	N/D
<b>Elementos Prefabricados</b>							
Tetrápodos y Cuadrípodos	2	Aleatoria	7	8	5	6	1.5
					4.5	5.5	2
Tribar	2	Aleatoria	9	10	3.5	4	3
					8.3	9	1.5
Dolos	2	Aleatoria	15	31	7.8	8.5	2
					6	6.5	3
Cubos modificados	2	Aleatoria	6.5	7.5	8	16	2
					7	14	3
Hexápodos	2	Aleatoria	8	9.5	N/D	5	1.5 a 3
Toskana	2	Aleatoria	11	22	5	7	1.5 a 3
Tribar	1	Uniforme	12	15	N/D	N/D	1.5 a 3

#### 4.1.2 FORMULACIÓN LOZADA Y GIMÉNEZ-CURTO

Estos autores propusieron las siguientes formulaciones:

$$W_{50} = \frac{\Psi \gamma_s H^3}{S_r^3}$$

Donde

$H$  Altura de ola. Puede usarse  $H=1.25H_s$  en aguas profundas

$\Psi$  Parámetro de estabilidad

El parámetro de estabilidad se define como

$$\Psi = A_w (Ir - Ir_0) e^{(B_w (Ir - 2.654 \tan \alpha))}$$

Donde

$$Ir_0 = 2.654 \tan \alpha$$

$A_w$  y  $B_w$  son coeficientes de ajuste que dependen del tipo de pieza, pendiente del talud, nivel de avería y forma de colocación de piezas.

Esta expresión está relacionada con el número de estabilidad de Hudson,  $N_s$ , de la siguiente forma

$$\Psi = \frac{1}{N_s^3}$$

#### 4.1.3 FORMULACIÓN DE VAN DER MEER

Él propuso las siguientes expresiones:

Para aguas profundas

$$N_s = 6.2P^{0.18} \left( \frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} Ir^{-0.5} \quad Ir < Ir_{crit}$$
$$N_s = P^{-0.13} \left( \frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \sqrt{\cot \alpha} Ir^P \quad Ir > Ir_{crit}$$
$$Ir_{crit} = (6.2P^{0.31} \sqrt{\tan \alpha})^{1/(P+0.5)}$$

donde

- $P$  factor de permeabilidad de Van Der Meer (véase figura 32)  
 $N$  Número de olas del estado del mar.  $N < 7500$   
 $S$  parámetro de daño, los valores se muestran en la tabla 8

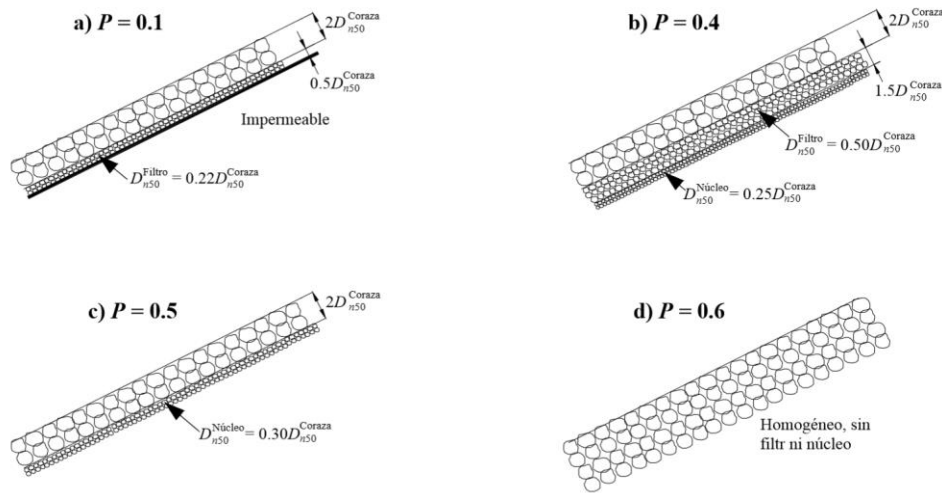


Figura 32. Coeficientes de permeabilidad. Van der Meer (1988)

Tabla 8. Valores de daño,  $S$ , para formulación de Van der Meer (1988)

Pendiente	Daño inicial	Daño intermedio	Falla
1:1.5	2	3 – 5	8
1:2	2	4 – 6	8
1:3	2	6 – 9	12
1:4	3	8 – 12	17
1:6	3	8 - 12	17

Para aguas someras

Van der Meer observó que la altura de ola significativa no es un parámetro aplicable a aguas poco profundas, ya que las estructuras resisten en estas circunstancias olas más altas. Definió el número de Hudson como:

$$N_s = \frac{H_{2\%}}{(S_r - 1)D_{n50}}$$

Y las ecuaciones resultantes son:

$$N_s = 8.7P^{0.18} \left( \frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} Ir^{-0.5} \quad Ir < Ir_{crit}$$
$$N_s = 1.4P^{-0.13} \left( \frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \sqrt{\cot \alpha} Ir^P \quad Ir > Ir_{crit}$$

#### 4.1.4 CÁLCULO DE ELEMENTOS DEL DIQUE

Cálculo del peso de los elementos de la capa secundaria

$$W_{cs} = \frac{W}{10} \approx \frac{W}{15}$$

donde

$W_{cs}$             peso es el peso de las piezas de la capa secundaria  
 $W$                 peso de las piezas de la coraza

Cálculo del peso de las piezas del núcleo

$$W_n = \frac{W}{200} \approx \frac{W}{4000} \approx \frac{W}{6000}$$

donde

$W_n$             peso de las piezas del núcleo

Estos cálculos no requieren de mucha precisión, debido a que el oleaje no impacta directamente sobre estas capas.

Se utilizará la siguiente fórmula para obtener el espesor promedio de cada capa.

$$r = nk_{\Delta} \frac{W}{\gamma_s}$$

$n$                 número de elementos que componen la coraza (véase tabla 9)  
 $k_{\Delta}$             coeficiente de acomodo (véase tabla 9)

Tabla 9. Coeficiente de acomodo. (Fuente: DGP de SCT)

ELEMENTO	Nº CAPAS	K <sub>Δ</sub>	POROSIDAD (%)
Piedra redondeada	2	1.02	38
Piedra rugosa	2	1.15	37
Piedra rugosa	3	1.10	40
Tetrápodo	2	1.04	50
Cuadrípodo	2	0.95	49
Tribarra	2	1.02	54
Dolo	2	1.00	63
Cubo modificado	2	1.10	47

El ancho de corona se calculará de la siguiente manera

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

Se utilizarán los valores de la tabla 9.

#### 4.1.4 PARÁMETROS CON INFLUENCIA EN EL DISEÑO DEL DIQUE

##### ÁNGULO DE INCIDENCIA

Losada y Giménez-Curto (1982) usaron la información existente de flujo sobre taludes para determinar la influencia del ángulo de incidencia en la estabilidad, llegando a la conclusión de que los diques construidos con escollera sin clasificar o bloques paralelepípedos con talud y cota menor que 3, se comportan de la misma manera sin importar el ángulo de incidencia, además de que, los diques construidos con bloques de elevada trabazón presentan condiciones desfavorables de estabilidad cuando la incidencia es oblicua.

##### PROFUNDIDAD A PIE DE DIQUE

La poca profundidad deforma el oleaje y la estabilidad está gobernada por un efecto de resonancia. Si el fondo es quien determina el tipo de rotura, se tiende a disipar más energía. Esto es, si la acción del oleaje sobre la estructura se reduce, tiende a ser más estable.

## FORMA DE COLOCACIÓN DE LAS PIEZAS

La forma en que se colocan las piezas tiene gran influencia en la fuerza necesaria para la extracción de las mismas. Las piezas fabricadas mejoran la estabilidad cuando se diseña para inicio de avería, en cambio, cuando se alcanza el nivel de destrucción, la forma de colocación pierde importancia. De modo que se debe tener claro el nivel de avería de diseño para considerar o no la forma de colocación como refuerzo para la estabilidad.

## PERMEABILIDAD

La permeabilidad tiene una relación directa con el material que se utiliza en el núcleo, dado que, si se ocupan materiales finos, el nivel freático se mantiene estable cerca del nivel de ascenso máximo y si el material es grueso, el nivel freático oscila con el oleaje. Hedar (1960) notó un aumento de estabilidad cuando el material del núcleo era grueso, años después Losada y Desiré (1985) confirmaron esta teoría.

## 4.2 DISEÑO DE DIQUES VERTICALES

Este tipo de estructuras están conformadas por una superestructura vertical (fabricada de cajones, bloques o pantallas) apoyada sobre una banqueta de escollera o hincada en el fondo y comúnmente a una profundidad en la que la ola no rompe por fondo antes de llegar al dique.

Los esfuerzos que se producen sobre la estructura son del tipo oscilatorio, uno de resultante ascendente (subpresión) y otro de resultante horizontal.

### 4.2.1 MÉTODO DE CÁLCULO DE GODA (1985)

Permite conocer los esfuerzos que se presentan en la pared vertical del talud, conocida la geometría de la estructura, las características del fondo marino y los parámetros del oleaje incidente. El método supone una distribución trapezoidal de presiones independientemente de que la ola rompa o no. Este método es válido para cualquier ángulo de incidencia. En la figura 33 se muestra la nomenclatura empleada en el método.



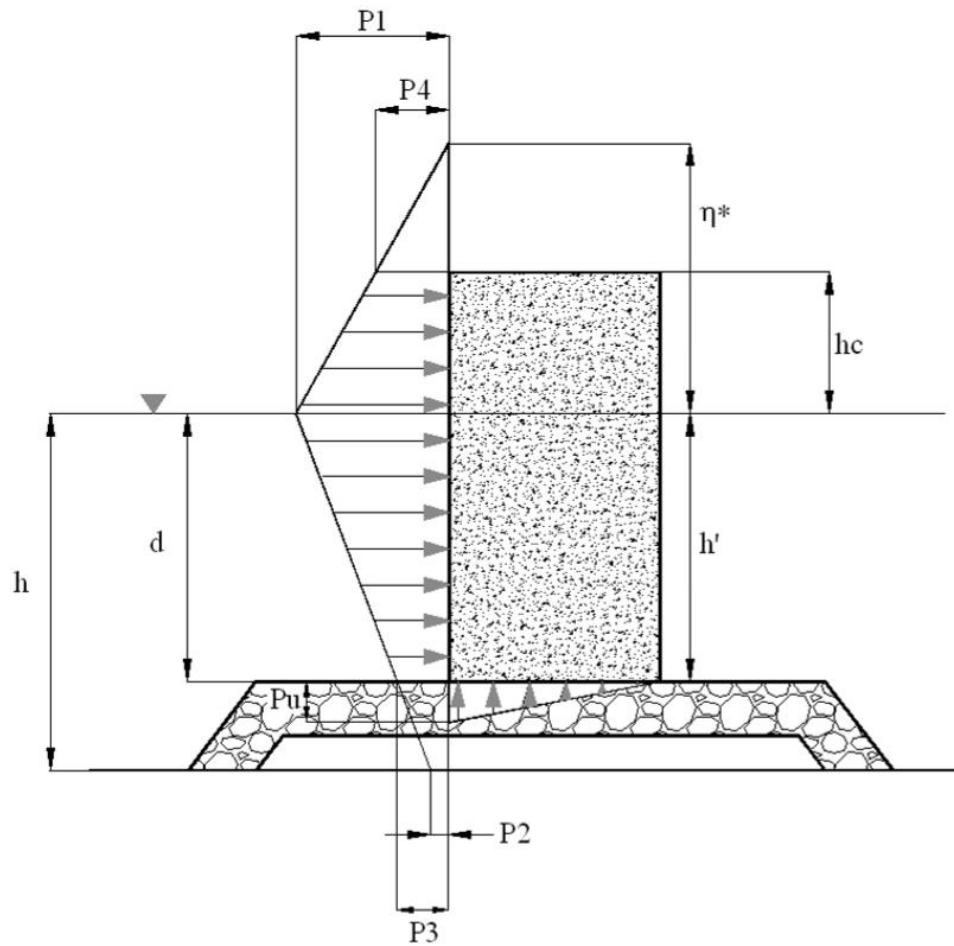


Figura 33. Esquema y nomenclatura del método de Goda (1985) para el diseño de diques verticales

Obtención de máxima cota que alcanza el agua luego del impacto

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta)H$$

donde

$\beta$  ángulo de incidencia del oleaje (Goda recomienda  $15^\circ$  hacia la normal del dique debido a la incertidumbre de la obtención del mismo).

A continuación, se presentará la obtención de las presiones mostradas en la figura 33:

$$P_1 = \frac{1}{2}(1 + \cos \beta)(\alpha_1 + \alpha^* \cos \beta^2)\rho gH$$

$$P_2 = \frac{P_1}{\cosh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)}$$

$$P_3 = \alpha_3 P_1$$

$$P_4 = \alpha_4 P_1$$

donde

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left( \frac{\frac{4\pi h}{L}}{\sinh\left(\frac{4\pi h}{L}\right)} \right)^2$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \left( \frac{H}{d} \right)^2, \frac{2d}{H} \right\}$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left( 1 - \frac{1}{\cosh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)} \right)$$

$$\alpha_4 = 1 - \frac{h_c^*}{\eta^*}$$

$$\alpha^* = \max\{\alpha_1, \alpha_2\}$$

$$h_c^* = \min\{h_c, \eta^*\}$$

$h_b$  calado a una distancia de  $5H_{1/3}$  del dique

La subpresión,  $P_u$ , se calcula como:

$$P_u = \frac{1}{2} (1 + \cos \beta) \alpha_1 \alpha_3 \rho g H$$

Al conocer las presiones que se ejercen en la superestructura vertical, se debe hacer un diagrama de cuerpo libre, en el cual se pueda ubicar la distancia y la fuerza con que se aplicara sobre la estructura.

La estabilidad del cajón vertical se verificará estimando los coeficientes de seguridad por deslizamiento (CSD) y por volteo (CSV) que se calculan de la siguiente manera:

$$CSD = \frac{\mu(Peso - Subpresiones)}{\sum F_{Horizontales}}$$

$$CSV = \frac{M_{peso} - M_{subpresiones}}{\sum M_{F.Horizontales}}$$

donde

$\mu$  coeficiente de fricción entre el cajón y la banqueta de cimentación, que para fines prácticos es de 0.6.

Se estima que, como regla general, la estructura es estable si el coeficiente CSD es mayor a 1.2 y CSV es mayor que 1.4.

Este método presenta las siguientes ventajas:

- Es útil para ondas estacionarias y para ondas en rotura
- Está basado parcialmente en teoría no lineal por lo que puede describir más adecuadamente el fenómeno
- La distribución de la subpresión es triangular

### 4.3 DISEÑO DE DIQUES CON ESPALDÓN

Conformada por una superestructura cimentada por encima del nivel medio del mar, que comúnmente se llama espaldón. El funcionamiento principal de este tipo de dique es que la ola rompe sobre el talud y alcanza el espaldón solo durante el ascenso del agua.

Este tipo de diques es útil para la creación de accesos al dique, ahorro de material de construcción, etc. En la figura 34 se muestra un esquema de dique con espaldón.

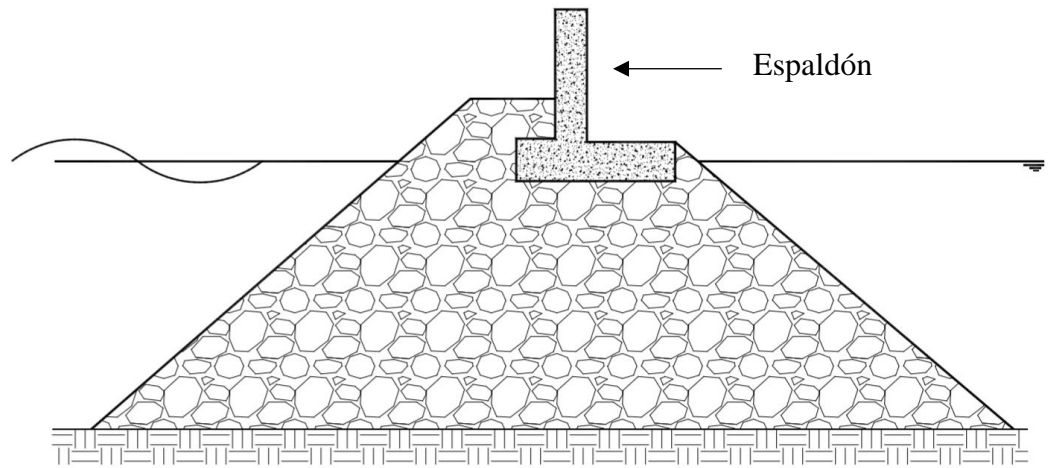


Figura 34. Esquema de dique con espaldón

#### 4.3.1 MÉTODO DE GÜNBAK Y GÖKCE (1984)

El método supone que la lámina de agua en ascenso forma un ángulo de  $15^\circ$  con el talud, en las figuras 35 y 36 se muestran los diferentes parámetros para este método:

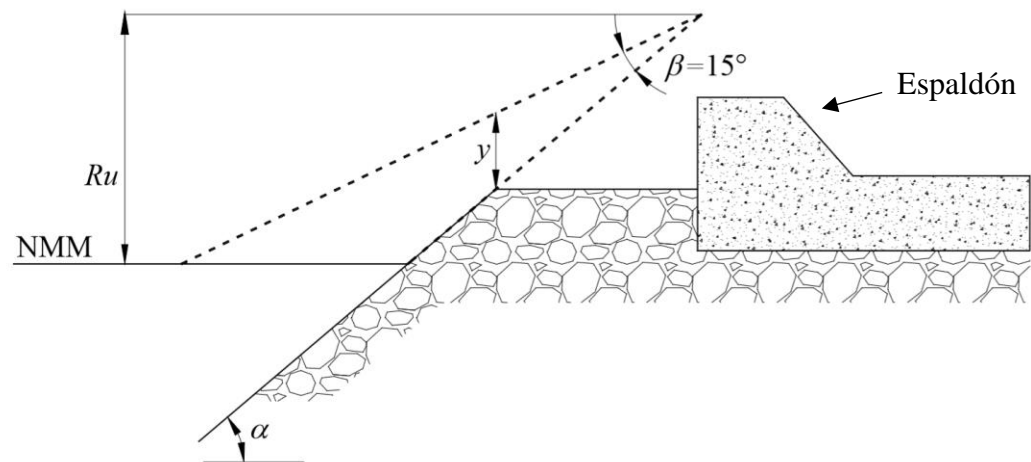


Figura 35. Ángulo formado por la lámina de agua

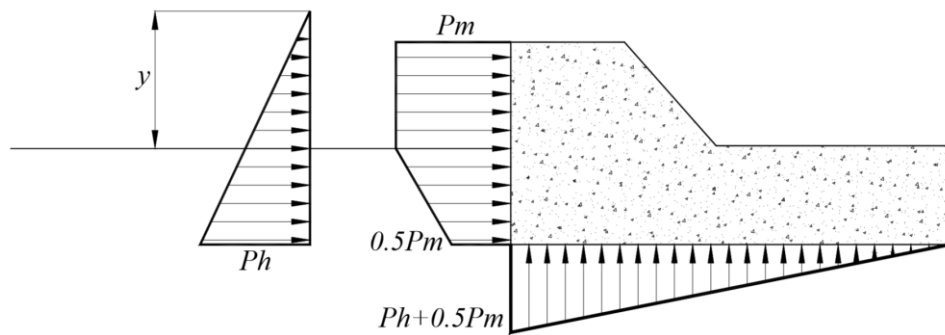


Figura 36. Esquema de presiones del método Günbak y Gökce

Las expresiones del método se calculan de la siguiente manera:

$$Pm = \rho g \frac{(\sqrt{gy})^2}{2g} = 1.03 \frac{y}{2}$$

$$Ph = \rho g(y + c - z)$$

$$y = \frac{(Ru - c) \sin \beta}{\sin \alpha \cos \alpha + \beta}$$

donde

$Pm$  Presión de choque. Esta presión es uniforme desde la corona del espaldón hasta el nivel medio del mar y luego lineal hasta un valor de  $0.5Pm$  en la base del mismo

$Ph$  Presión hidrostática. Esta presión es lineal desde la base del espaldón hasta el valor de la cota máxima que alcanzaría el agua si el talud recto fuera infinitamente largo.

$c$  Cota de la berma respecto del nivel del mar

$\beta$  Ángulo de ascenso del agua ( $15^\circ$ )

$\alpha$  Ángulo del talud del dique

$z$  Elevación de la cimentación del espaldón

$Ru$  Ascenso máximo para la altura de ola de diseño

Las subpresiones  $P_u$  se estiman con la siguiente expresión:

$$P_u = Ph + 0.5Pm$$

#### 4.3.2 MÉTODO DE MARTIN ET AL. (1995)

Es un método basado en la observación experimental, al llegar la ola al espaldón se presentan dos picos de presión en diferentes tiempos. El primero de ellos ocurre debido a la desaceleración horizontal del flujo al llegar a la estructura ( $P_d$ ), el segundo se presenta cuando el agua acumulada frente a la estructura desciende ( $P_h$ ). Las dos llamadas presión dinámica y pseudos-hidrostatica, respectivamente.

#### CONDICIONES REQUERIDAS PARA LA APLICACIÓN DEL MÉTODO

- Se supone que las olas no rompen en voluta ni descrestamiento sobre el espaldón.
- Número de Iribarren. Según Losada y Giménez-Curto (1980) las olas con numero de Iribarren mayor que tres no rompen en voluta ni descrestamiento, por lo tanto, para la aplicación del método, este número será el mínimo requerido. A excepción de que la ola rompa por fondo antes de llegar al dique.
- De la figura 37, la cota de coronación de la escollera relativa a la altura de la ola,  $A_c/H$  y el ancho de la berma relativo a la altura de ola,  $B/H$ .
- El ángulo de incidencia del oleaje deberá ser menor o igual a  $20^\circ$ .

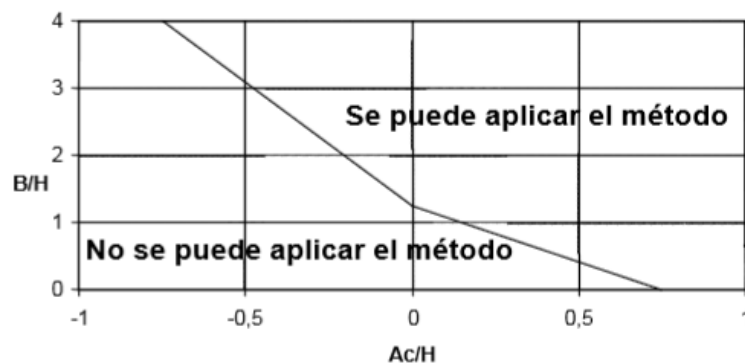


Figura 37. Región de aplicación del método de Martin et al, 1995 para ondas con número de Iribarren menor de tres

#### ESTIMACIÓN DE LAS PRESIONES SOBRE EL ESPALDÓN

Las presiones antes mencionadas, dinámica ( $P_d$ ) y pseudo-hidrostatica ( $P_h$ ), se presentan en el espaldón, no de manera simultánea y la magnitud con lo que lo hacen depende de la geometría del dique y el clima del oleaje. Esto causa que se tenga cierta incertidumbre para saber cuál es la que produce las condiciones más desfavorables para la estabilidad, por lo tanto, se deben calcular las dos. A continuación, se mostrará un esquema de la distribución de presiones.

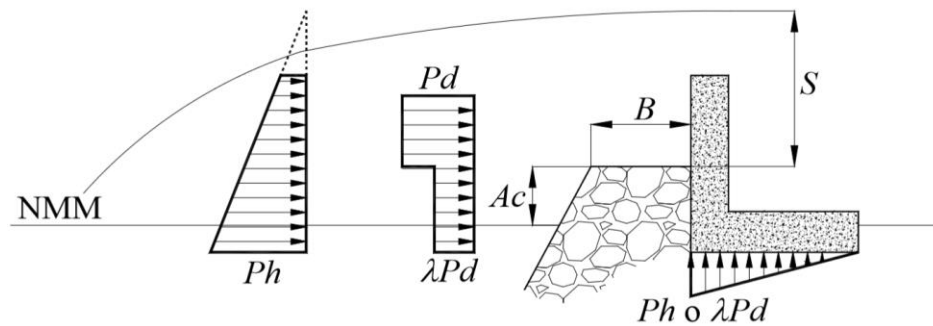


Figura 38. Esquema de las distribuciones de presiones propuesta por Martín et al. (1995)

### Presión dinámica

El espaldón puede dividirse en dos partes, una expuesta a la acción directa del oleaje y otra que se encuentra protegida por el manto de escollera y recibe el oleaje filtrado. Martín et al. (1995) aceptaron que la ley de presiones en la parte superior del espaldón es uniforme y se expresa de la siguiente manera:

$$P_d = \alpha \rho g S \quad A_c < z < A_c + S$$

donde

$S$  anchura de la lámina de agua sobre la cota de coronación de la escollera

$A$  parámetro adimensional (contiene información de la celeridad de la onda, del ángulo del talud,  $\beta$  y del ángulo de incidencia del oleaje,  $\theta$ .)

Para la parte inferior, Martín et al. (1995) propusieron estimar la presión en la parte cubierta del espaldón como la presión en la parte superior afectada por un coeficiente de reducción,  $\lambda$ , quedando de la siguiente manera:

$$P_d = \lambda \alpha \rho g S \quad \text{cota de cimentación} < z < A_c$$

### Presión pseudo-hidroestática

Las subpresiones son generadas por la acumulación de agua contra el espaldón, la magnitud es proporcional a la altura de la columna de agua. Martín et al. (1995) propusieron como coeficiente de proporcionalidad el factor  $\mu \rho g$ , donde  $\mu$  es un factor menor o igual a la unidad. La ley de presiones queda de la siguiente manera:

$$P_h(z) = \mu \rho g (s + A_c - z) \quad \text{cota de cimentación} < z < A_c + S$$

Las máximas presiones pseudo-hidroestáticas se producen un instante después del ascenso máximo.

### Subpresiones

El cálculo de las subpresiones en el dique se realiza considerando una distribución lineal, que comienza en el lado expuesto al oleaje, con el valor de  $P_h$  o  $\lambda P_d$ , la que resulte mayor. Este valor aplica cuando el espaldón este cimentado por arriba del nivel medio del mar, en caso contrario, el valor inicial de la subpresión es  $\rho g z$ .

### ESTIMACIÓN DE LOS PARÁMETROS EMPLEADOS EN EL MÉTODO

Para el cálculo del ascenso máximo se utiliza la metodología de Lozada y Giménez-Curto (1980), la ecuación se muestra a continuación:

$$\frac{Ru}{H} = Au(1 - e^{Bu/r})$$

donde

Au y Bu coeficientes de ajuste que dependen del tipo de piezas del manto principal y porosidad.

El resultado debe corregirse para oleaje con ángulo de incidencia diferente de cero de la siguiente manera:

$$Ru(\theta) = Ru(0^\circ)\cos(\theta)$$

donde

$Ru(\theta)$  ascenso máximo con ángulo de incidencia igual a  $\theta$

$Ru(0^\circ)$  ascenso máximo para incidencia normal

La cota máxima que alcanza el agua se determina con la siguiente expresión

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

El parámetro  $\alpha$  se calcula

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

donde

$H$  altura de ola de cálculo al pie del talud

$\beta$  ángulo del talud respecto a la horizontal



$\theta$  ángulo de incidencia del oleaje

Cálculo del parámetro  $\lambda$

$$\lambda = 0.8e^{(-10.9\frac{B}{L})}$$

donde

$B$  ancho de la berma

$L$  longitud de onda al pie del talud

Cálculo de parámetro  $\mu$

Se calcula a partir de la siguiente figura:

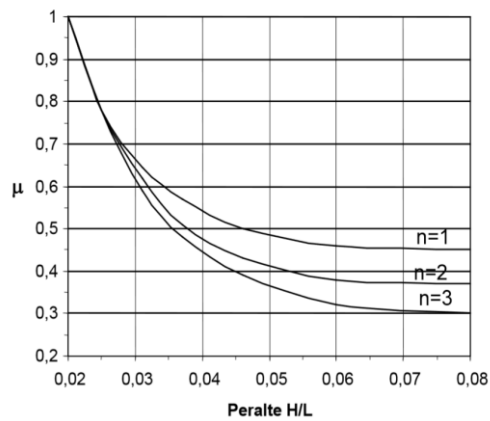


Figura 39. Valores del parámetro  $\mu$ , Martin et al. (1995)

donde

$n$  número de piezas que conforman la berma (ancho de berma entre lado equivalente de las piezas del manto).



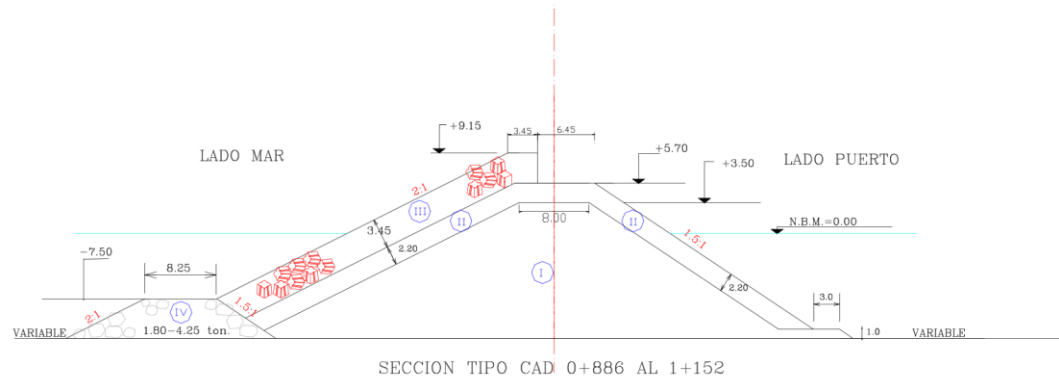
# CAPÍTULO 5 COMPARACIÓN DE ALTERNATIVAS

## 5.1 INFORMACIÓN DISPONIBLE Y OLA DE DISEÑO

Los datos obtenidos de la *Memoria de cálculo del deflector de oleaje* para la construcción del rompeolas Noroeste y la determinación del deflector del oleaje en la Ampliación del Puerto de Veracruz (A.P.V.) se muestra a continuación:

### CARACTERÍSTICAS DEL ROMPEOLAS

Sección que se utilizará para efectos de cálculo



### CÁLCULO DE RUN UP

Los datos para el cálculo son los siguientes:

Altura de ola:	5.66 m
Período:	10 y 13 seg
Profundidad de desplante:	-12.0 m
Elev. del nivel del mar por marea de tormenta:	+2.90 m
Prof. de desplante + Nivel por marea de tormenta $D_s$	+14.90 m
Tipo de coraza	Cubos ranurados

Ecuación para la estimación teórica de  $R$ .

$$R = H_i \frac{a\xi}{1 + b\xi}$$

Donde:

$R$  Run Up.

$H_i$  Altura de ola incidente o al pie de la estructura.

a, b Coeficientes empíricos asociados al tipo de coraza de la estructura, (véase tabla 10).

Tabla 10 Coeficientes empíricos a y b

Rough Slope Run-Up Coefficients (Source: Smith, 1986)		
Armor Material	a	b
Riprap	0.956	0.398
Rubble (Permeable - No Core)	0.692	0.504
Rubble (2 Layers - Impermeable Core)	0.775	0.361
Modified Cubes	0.950	0.690
Tetrapods	1.010	0.910
Quadripods	0.590	0.350
Hexapods	0.820	0.630
Tribars	1.810	1.570
Dolosse	0.988	0.703

La función de similitud de *surf* o número de Iribarren está definida de la siguiente manera:

$$\xi = \frac{\tan \theta}{\sqrt{\frac{H_i}{L_0}}}$$

Donde:

$\theta$  Ángulo correspondiente al talud de la estructura del lado expuesto al oleaje incidente.

$L_0$  Longitud del oleaje en la zona de aguas profundas, donde es igual a  $1.56T^2$ .

T Período de oleaje.

Los parámetros a tomar en cuenta en el cálculo del Run Up se muestran en la figura 40.

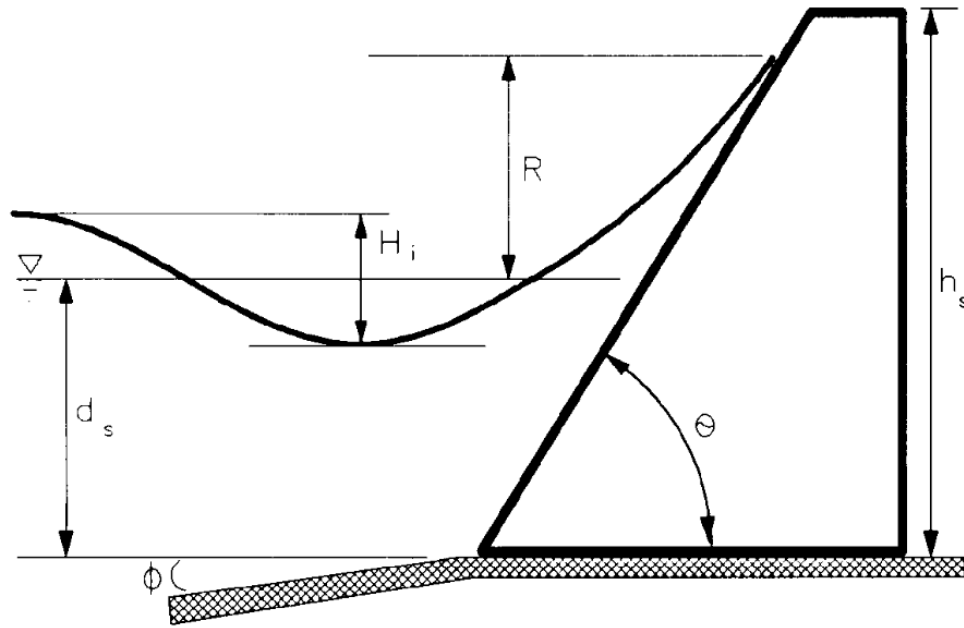


Figura 40. Parámetros para cálculo de Run Up

En la figura 41 se muestra a continuación representa teóricamente el comportamiento de la ola sobre la estructura causando el Run Up.

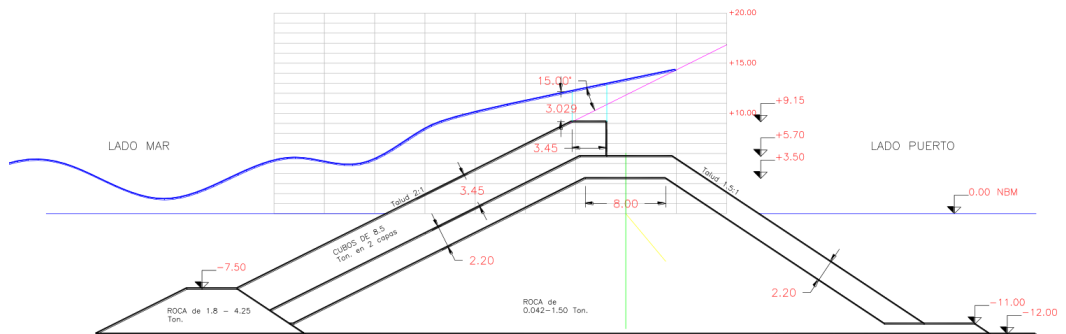


Figura 41 Comportamiento de ola sobre dique

Los resultados obtenidos del cálculo del Run Up para las condiciones antes provistas se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 11. Resultados obtenidos de forma teórica

Altura de ola (Hi)	Periodo	Profundidad De desplante	Elevación del nivel del mar por tormenta	Ds	Talud	Tipo de coraza		RunUp	
						A	b		
5.00	10.0	12.0	+2.90	14.90	2:1	Cubos ranurados 2 capas	0.950	0.690	4.532
5.66									5.021
6.00									5.267
6.50									5.623
5.00	13.0	12.0	+2.90	14.90	2:1	Cubos ranurados 2 capas	0.950	0.960	4.920
5.66									5.470
6.00									5.748
6.50									6.151

Con la finalidad de obtener la elevación adecuada del deflector de oleaje se realizó un modelo físico y sus resultados se muestran en la tabla 12.

Tabla 12. Resultados de modelo físico

Periodo del oleaje T=10 s.		Periodo del oleaje T=13 s.	
Altura de Ola (Hi)	Run UP (Alcance m.)	Altura de Ola (Hi)	Run Up (Alcance m.)
2.7	7.15	2.49	7.69
3.92	8.94	3.15	9.48
5.05	10.02	3.64	10.55
5.34	10.73	4.39	11.44
6	12.52	4.94	12.52
		5.35	13.41
		6.21	14.31

Según la Memoria de cálculo del deflector de oleaje:

Comparando los valores de las tablas 11 y 12, que corresponden al Run Up obtenido en forma teórica y en el modelo físico, respectivamente, tenemos que existe una variación significativa, por lo que es recomendación de este Instituto, seleccionar el valor de Run Up, de los datos obtenidos en el modelo físico, de esta manera el valor seleccionado corresponde a 13.45 m de Run Up para una altura de ola de 5.35 m y período de 13 seg.

#### GEOMETRÍA DEL DEFLECTOR DE OLEAJE

De acuerdo a los valores seleccionados anteriormente y ocupando la geometría establecida por A.L. Marshall "Marine Concrete 1993" se decidió proponer el valor de "H" igual a 3.85 m con este valor como base, se determinó la siguiente geometría:

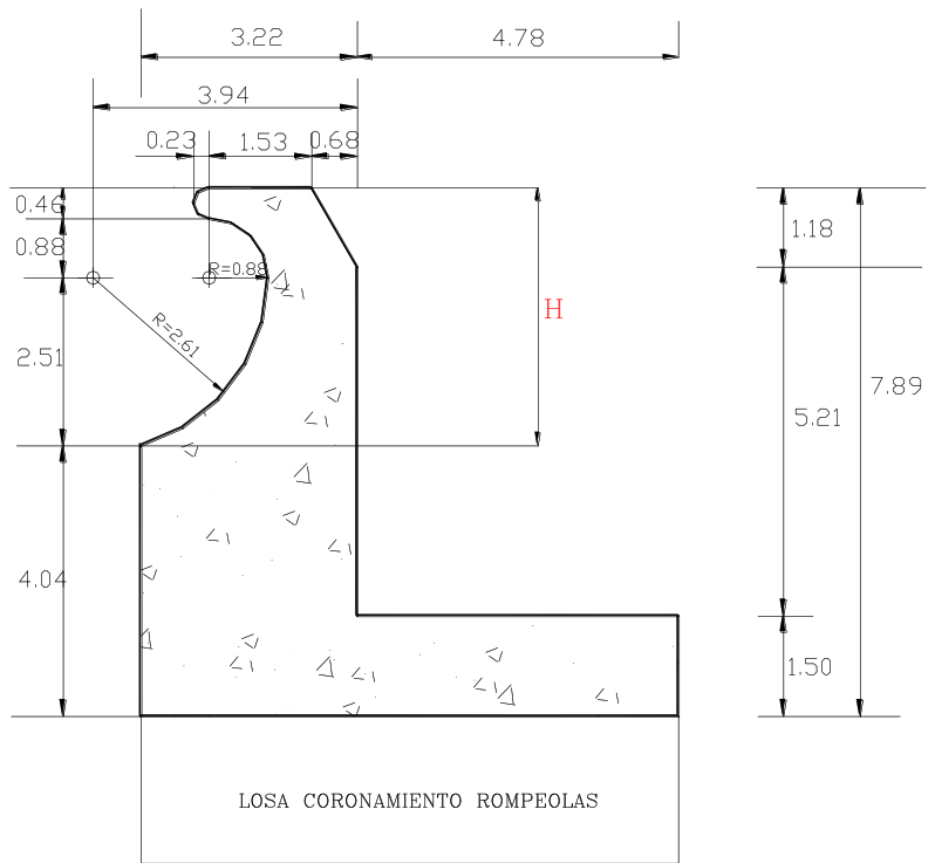


Figura 42. Geometría propuesta del deflector de olas

En la figura 43 se presenta la sección propuesta del deflector de oleaje sobre la estructura del rompeolas poniente.

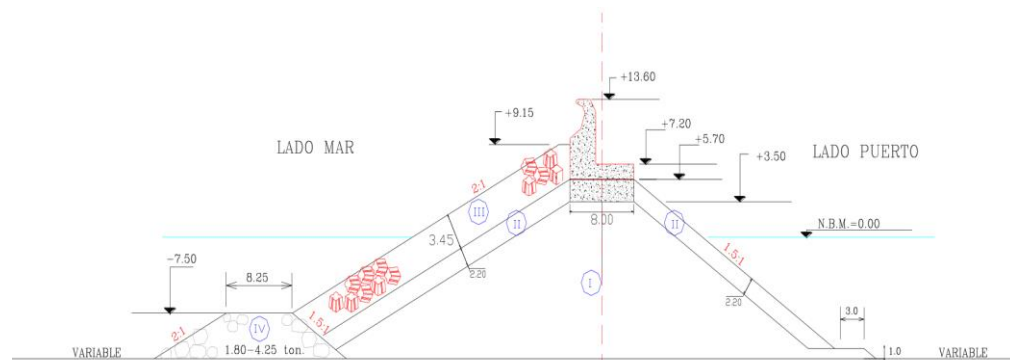
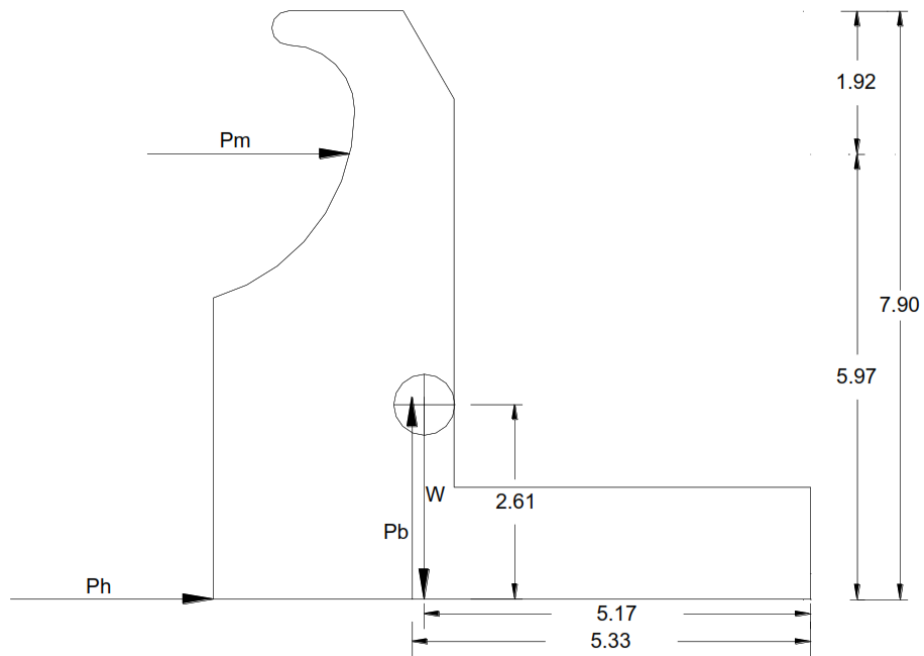


Figura 43. Características geométricas de la sección del rompeolas noroeste y deflector de oleaje.

## CÁLCULO DE PRESIÓN DINÁMICA E HIDROSTÁTICA APLICANDO EL MÉTODO GUNBAK

Diagrama de cuerpo libre del deflector:



Se obtuvieron los siguientes resultados:

$$P_m = 1.57 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$P_h = 6.70 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$P_b = 7.49 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$W = 59 \frac{\text{ton}}{\text{m}}, \text{ peso por metro.}$$

Centroide:

$$X = 2.8269$$

$$Y = 2.6079$$

Fuerzas derivadas de presiones:

$$F_m = 12.40 \text{ ton}$$

$$F_h = 52.93 \text{ ton}$$

$$F_b = 29.96 \text{ ton}$$



Momentos

Debido al peso del deflector por metro lineal

$$M_w(+)=305\frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Debido al peso de la losa de coronamiento por metro lineal

$$M_w(+)=154.88\frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Debido a la fuerza dinámica

$$M_m(-)=74.03\frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Debido a la supresión

$$M_b(-)=159.69\frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Suma de momentos positivos (peso deflector + peso losa de coronamiento)

$$M(+)=305\frac{\text{ton}}{\text{m}}+154.88\frac{\text{ton}}{\text{m}}=459.88\frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Suma de momentos negativos (fuerza dinámica + fuerza hidrostática)

$$M(-)=74.03\frac{\text{ton}}{\text{m}}+159.69\frac{\text{ton}}{\text{m}}=233.72\frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Debido a que los momentos de las fuerzas estabilizadoras en el deflector y la losa de coronamiento son mayores que las fuerzas dinámica e hidrostática, se acepta la sección propuesta.

#### REVISIÓN POR DESLIZAMIENTO

El estado límite para el deslizamiento del elemento es definido por:

$$\frac{\sum F_v * \mu}{\sum F_h} \geq 1.20$$
$$\frac{(59 + 38.72 - 29.96)(0.5)}{12.40} = 3.94$$

El valor obtenido es mayor que el permisible, por lo tanto, se acepta la sección propuesta.

## 5.2 DISEÑO DE ALTERNATIVAS

Se realizaron propuestas de tres diferentes tipos de diques, dique en talud, dique vertical y dique con espaldón. Los datos necesarios para ser realizados los diseños se presentan a continuación:

Altura de ola:	5.66 m
Periodo:	10 y 13 seg
Profundidad de desplante:	-12.0 m
Elev. del nivel del mar por marea de tormenta:	+2.90 m
Prof. de desplante + Nivel por marea de tormenta $D_s$	+14.90 m
Talud del rompeolas interior	1.5:1 (H: V)
Talud del rompeolas exterior	2.0:1 (H: V)

Para todos los casos se realizó la revisión del rompeolas cuando la ola rompe sobre dicha estructura y cuando la ola no rompe, lo que crea el fenómeno del Run Up. Estas revisiones no dependen del tipo de estructura que se coloque, están ligadas principalmente a la altura de ola de diseño  $H$ , el periodo  $T$  y la profundidad de desplante  $d_s$ , para estos casos se utilizó la condición más desfavorable que es profundidad de desplante más el nivel de marea por tormenta  $D_s$ .

### 5.2.1 REVISIÓN DE ROMPEOLAS CUANDO LA OLA ROMPE SOBRE LA ESTRUCTURA

Los parámetros que se muestran en la figura 44 son relevantes para la revisión:

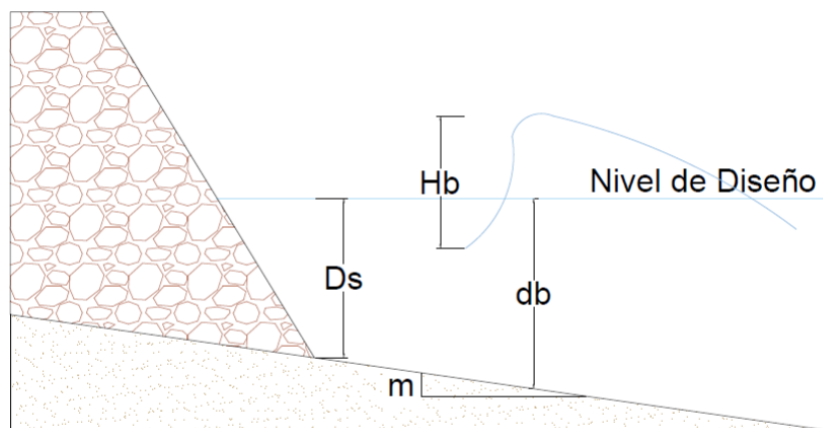


Figura 44. Altura de ola rompiente

Datos necesarios para la revisión:

<b>Ds</b>	14,9 m
<b>m</b>	1:100
<b>T</b>	10 y 13 segundos
<b>g</b>	9.81 m/s <sup>2</sup>

Para el cálculo se utilizó la metodología descrita en Shore Protección Manual, Vol. 2 expedido por el Centro de Investigación de Ingeniería Costera de EUA en 1984.

Se utilizaron los siguientes diagramas para el cálculo de H<sub>b</sub>:

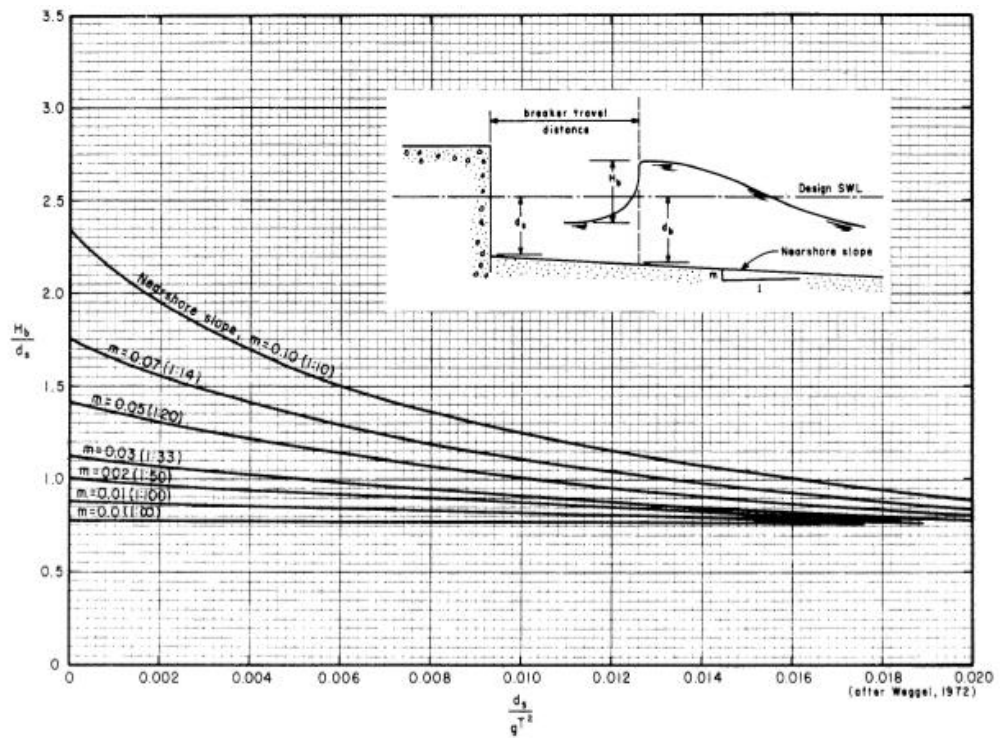


Figura 45. Altura de rompiente adimensional contra altura relativa de estructura

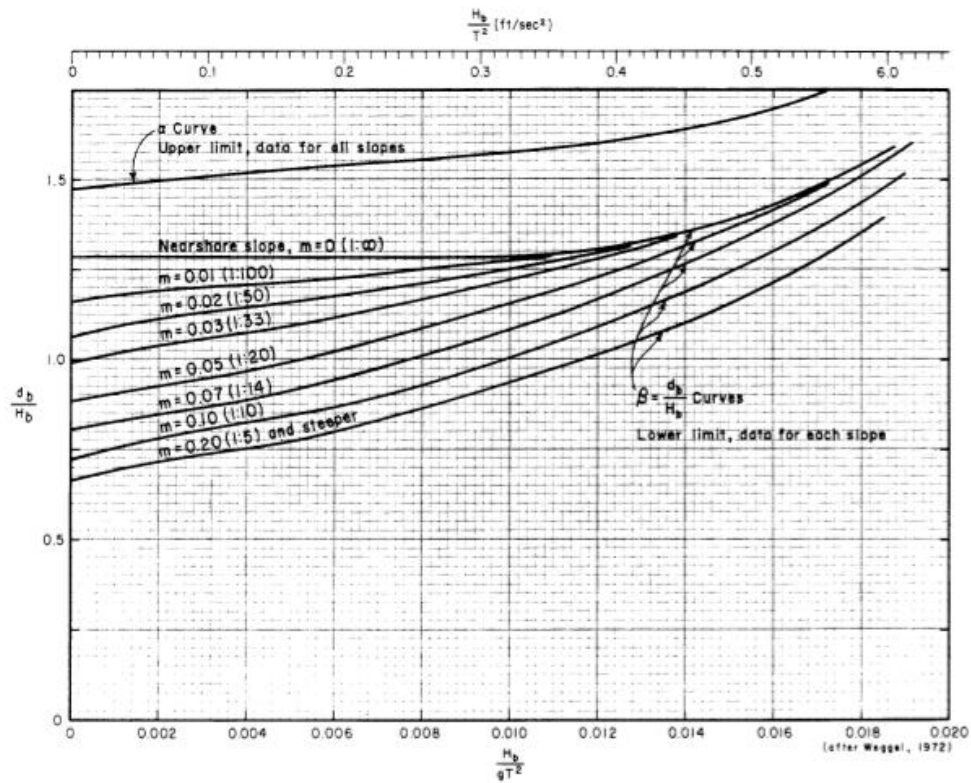


Figura 46.  $\alpha$  y  $\beta$  contra  $H/gT^2$

Los resultados se muestran a continuación:

Cálculo de $H_b$ ( $T=10$ s)		Cálculo de $H_b$ ( $T=13$ s)	
<b>m</b>	0,01	<b>m</b>	0,01
<b><math>D_s/gT^2</math></b>	0,01518858	<b><math>D_s/gT^2</math></b>	0,00898733
<b><math>H_b/D_s</math></b>	0,83	<b><math>H_b/D_s</math></b>	0,85
<b><math>H_b</math></b>	12,367	<b><math>H_b</math></b>	12,665
<b><math>H_b/gT^2</math></b>	0,01260652	<b><math>H_b/gT^2</math></b>	0,00763923
<b><math>\beta=db/H_b</math></b>	1,325	<b><math>\beta=db/H_b</math></b>	1,25
<b><math>\alpha=db/H_b</math></b>	1,6	<b><math>\alpha=db/H_b</math></b>	1,55
<b>(db) máx. (<math>\alpha</math>)</b>	19,7872	<b>(db) máx. (<math>\alpha</math>)</b>	19,63075
<b>(db) min. (<math>\beta</math>)</b>	16,386275	<b>(db) min (<math>\beta</math>)</b>	15,83125

Como se puede observar el caso más desfavorable ocurre cuando el período es de 13 segundos, pero de acuerdo a la figura 28, el período de retorno correspondiente a una altura de ola de rompiente de 12.665 m es demasiado grande y muy poco probable que ocurra. Por lo cual se tomará un valor razonable y acorde a las necesidades del puerto.

De la figura 28 se tomarán los siguientes datos:

*Período de Retorno (Tr) = 75 años*

$$H = 9 \text{ m}$$

El período de la ola “T” también se tomará respecto a la altura de ola asignada, esto con ayuda de la figura 29.

$$T = 11 \text{ s}$$

### 5.2.2 REVISIÓN CUANDO LA OLA NO ROMPE, CÁLCULO DE RUN UP

Para el cálculo del Run Up se utilizó el método propuesto por Ahrens y McCartney el cual establece lo siguiente:

$$R = \frac{a\xi}{1 + b\xi}$$

Donde:

R Run Up

H Altura de ola incidente

a y b Coeficientes empíricos asociados al tipo de coraza de la estructura, obtenidos de la tabla 15.

*Tabla 13 Coeficientes empíricos para la metodología de Ahrens y McCartney*

<b>Rough Slope Run-Up Coefficients (Source: Smith, 1986)</b>		
<b>Armor Material</b>	<b>a</b>	<b>b</b>
Riprap	0.956	0.398
Rubble (Permeable - No Core)	0.692	0.504
Rubble (2 Layers - Impermeable Core)	0.775	0.361
Modified Cubes	0.950	0.690
Tetrapods	1.010	0.910
Quadripods	0.590	0.350
Hexapods	0.820	0.630
Tribars	1.810	1.570
Dolosse	0.988	0.703

La función  $\xi = \frac{\tan \theta}{\sqrt{\frac{H}{L_0}}}$  está definida por:

$\theta$  Ángulo correspondiente al talud de la estructura del lado expuesto al oleaje

$L_0$  Longitud de oleaje en aguas profundas =  $1.56 T^2$

En la tabla 14 se muestran los resultados obtenidos para la coraza principal conformada por tetrápodos.

Tabla 14. Run Up para tetrápodos como coraza principal

Cálculo de Run Up				
<b>Altura de la ola</b>		5.66	5.66	9
<b>Periodo</b>		10	13	11
<b>Profundidad de desplante</b>		12	12	12
<b>ENMT</b>		2.9	2.9	2.9
<b>Ds</b>		14.9	14.9	14.9
<b>Talud</b>		2:1	2:1	2:1
<b>Tipo de Coraza</b>	a	1.01	1.01	1.01
	b	0.91	0.91	0.91
<b>Tang<math>\theta</math></b>		0.5	0.5	0.5
<b>L0</b>		156	263.64	188.76
<b><math>\xi</math></b>		2.6249	3.4124	2.2898
<b>Run Up</b>		4.4281	4.7517	6.7497

En la tabla 15 se muestran los resultados obtenidos para la coraza principal conformada por piedra rugosa.

*Tabla 15. Run Up para piedra como coraza principal*

<b>Cálculo de Run Up</b>			
<b>Altura de la ola</b>	5.66	9	
<b>Periodo</b>	13	11	
<b>Profundidad de desplante</b>	12	12	
<b>ENMT</b>	2,9	2,9	
<b>Ds</b>	14.9	14.9	
<b>Talud</b>	2:1	2:1	
<b>Tipo de Coraza</b>	a	0.775	0.775
	b	0.361	0.361
<b>Tang<math>\theta</math></b>	0.5	0.5	
<b>L0</b>	263.64	188.76	
<b><math>\xi</math></b>	3.4124	2.2898	
<b>Run Up</b>	6.7067	8.7437	

### 5.2.3 DISEÑOS REALIZADOS

#### DIQUES EN TALUD

Para este caso se utilizó la metodología propuesta por Hudson (1959) descrita en el capítulo 4 (pág. 67-68) de este trabajo.

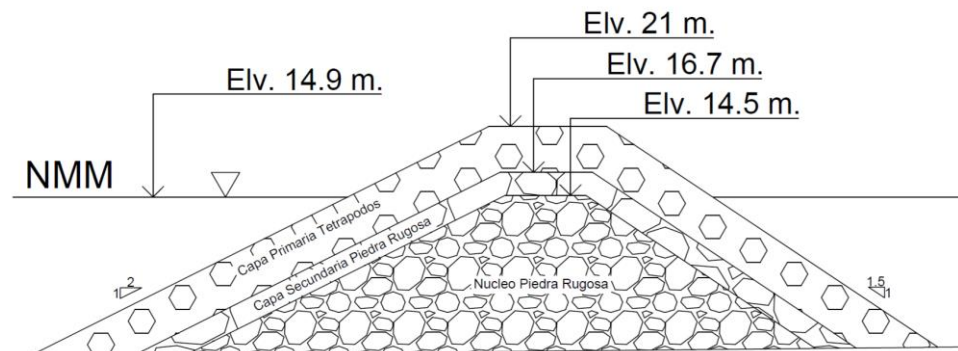
Los resultados obtenidos para una altura de ola  $H=5.66$  m,  $T=10$  s y  $T=13$  s son los siguientes:

La diferencia del cálculo del Run Up entre el dique calculado para un periodo y otro es de 0.32 m, por lo tanto, el diseño de ambos diques será el mismo.

Capa	Primaria	Secundaria	Núcleo
Material	Tetrápodos	Piedra Rugosa	Piedra Rugosa
W (Ton)	19.440	1.944	0.097
r (m)	4.300	2.144	0.395
Área (m <sup>2</sup> )	225.0	153.1	483.0

*Cota de coronación = 21 m.*

*Ancho de corona = 10.75  $\cong$  11*



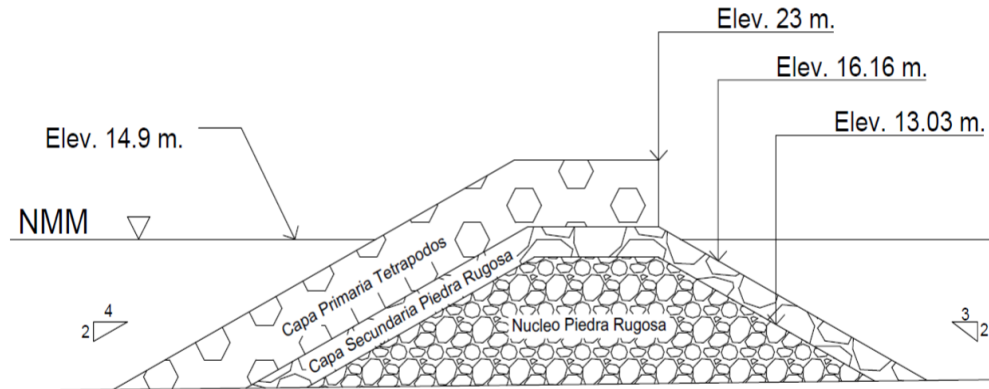
Los resultados obtenidos para una altura de ola  $H= 9$  m y  $T= 11$  s son los siguientes:

Capa	Primaria	Secundaria	Núcleo
Material	Tetrápodos	Piedra Rugosa	Piedra Rugosa
W (Ton)	78.16	7.82	0.39
r (m)	6.84	3.13	0.58
Área (m <sup>2</sup> )	417.44	240.87	530.00



*Cota de coronación = 23 m.*

*Ancho de corona = 17.094  $\cong$  17*



### DIQUES VERTICALES

El diseño de este tipo de dique se realizó de acuerdo al método de cálculo de Goda (1985) descrito en el capítulo 4 (pág. 73-76)

Los datos utilizados para una altura de ola  $H=5.66$  m y  $T=13$  s son los siguientes:

<b>h=hb</b>	<b>14.9</b>
<b>d</b>	10.9
<b>h'</b>	10.9
<b>hc</b>	9
<b><math>\eta^*</math></b>	8.49
<b>cos (<math>\beta</math>)</b>	1

Las presiones obtenidas son:

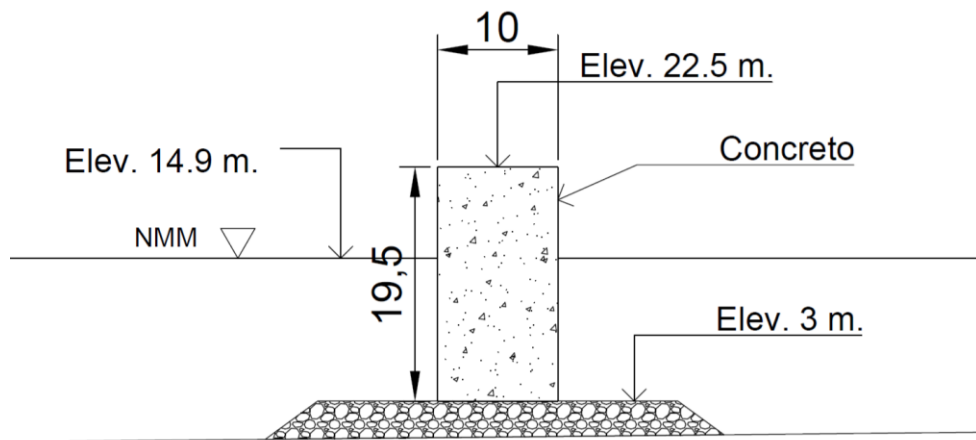
<b>P1 (kgf/m<sup>2</sup>)</b>	11806.99
<b>P2 (kgf/ m<sup>2</sup>)</b>	10990.41
<b>P3 (kgf/ m<sup>2</sup>)</b>	11209.62
<b>P4 (kgf/ m<sup>2</sup>)</b>	0,00
<b>Pu (kgf/ m<sup>2</sup>)</b>	5604.81

Fuerzas que se aplican sobre el dique:

<b>F1 (kgf/m)</b>	<b>53131.43577</b>
<b>F2 (kgf/m)</b>	122184.9015
<b>F3 (kgf/m)</b>	3255.621476

<b>Fu (kgf/m)</b>	28024.05997
-------------------	-------------

Para el cálculo de los coeficientes de seguridad (CSD y CSV) se consideró un peso específico de  $2500 \text{ kgf/m}^3$  para la superestructura que se muestra a continuación:



*Peso de superestructura = 497500 kgf/m*

$$CSD = 1.5774$$

$$CSV = 1.6110$$

De acuerdo a lo descrito en el capítulo 4 (pág. 76) los coeficientes son aceptables para nuestro diseño.

Los datos utilizados para una altura de ola  $H=9 \text{ m}$  y  $T=11 \text{ s}$  son los siguientes:

<b>h=hb (m)</b>	<b>14.9</b>
<b>d (m)</b>	9.9
<b>h' (m)</b>	9.9
<b>hc (m)</b>	12
<b><math>\eta^*</math> (m)</b>	8.49
<b>cos (<math>\beta</math>) (m)</b>	1

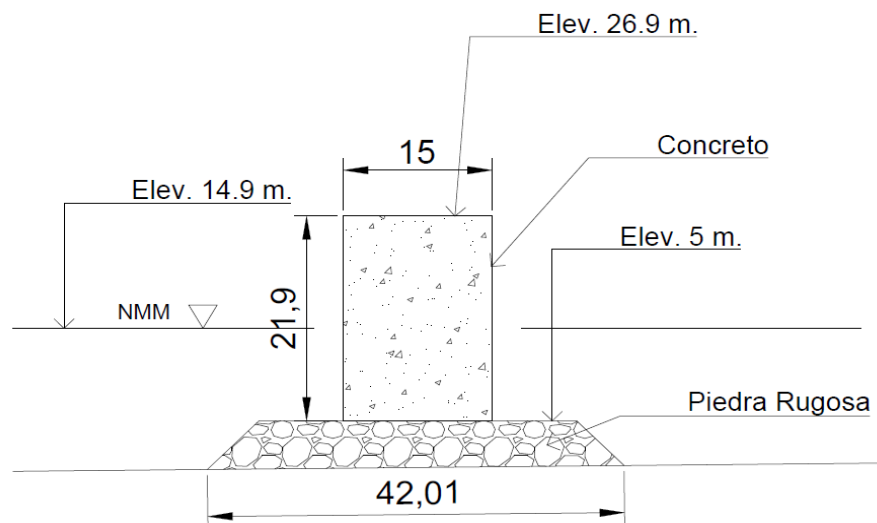
Las presiones obtenidas son

<b>P1</b> (kgf/ m <sup>2</sup> )	<b>17538.58</b>
<b>P2</b> (kgf/ m <sup>2</sup> )	15295.78
<b>P3</b> (kgf/ m <sup>2</sup> )	16048.40
<b>P4</b> (kgf/ m <sup>2</sup> )	1948.73
<b>Pu</b> (kgf/ m <sup>2</sup> )	8024.20

Fuerzas que se aplican sobre el dique:

<b>F1</b> (kgf/m)	<b>23384.77246</b>
<b>F2</b> (kgf/m)	93539.08983
<b>F3</b> (kgf/m)	158879.1299
<b>F4</b> (kgf/m)	7376.402773
<b>F5</b> (kgf/m)	60181.48862

Para el cálculo de los coeficientes de seguridad (CSD y CSV) se consideró un peso específico de 2500 kgf/m<sup>3</sup> para la superestructura que se muestra a continuación:



$$\text{Peso de superestructura} = 821250 \text{ kgf/m}$$

$$CSD = 1.6125$$

$$CSV = 2.2166$$

De acuerdo a lo descrito en el capítulo 4 (pág. 76) los coeficientes son aceptables para nuestro diseño.

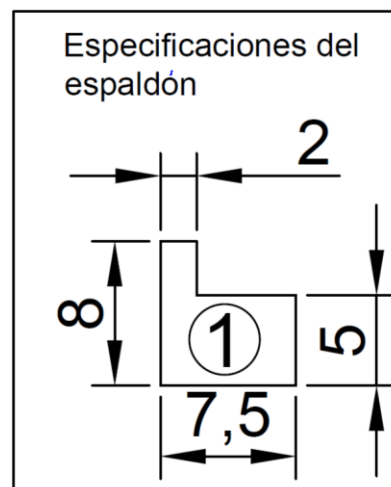
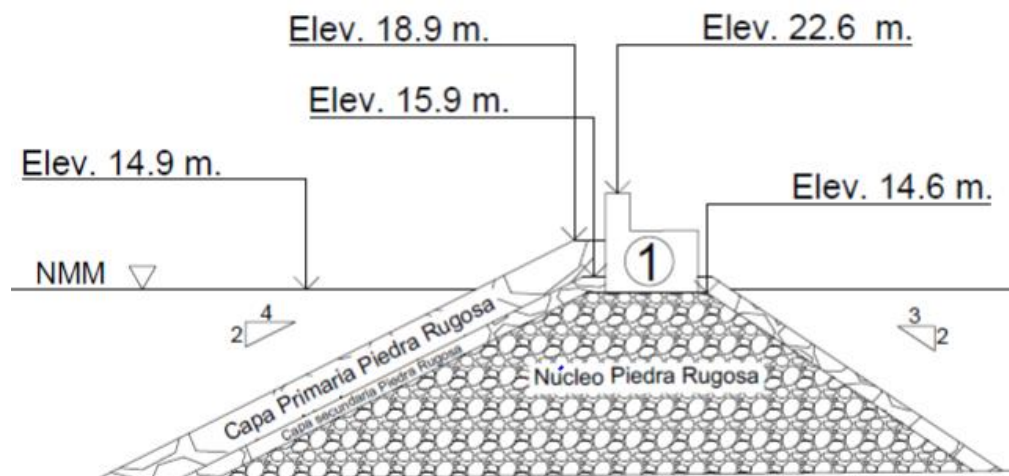
## DIQUES CON ESPALDÓN

Para este caso se utilizó la metodología propuesta por Günbak y Gökce (1984) descrita en el capítulo 4 (pág. 76-78) de este trabajo.

Los resultados obtenidos para una altura de ola  $H=5.66$  m y  $T=13$  s son los siguientes:

Capa	Primaria	Secundaria	Núcleo
Materiales	Piedra Rugosa	Piedra Rugosa	Piedra Rugosa
W (Ton)	6.394	0.639	0.032
r (m)	2.947	1.308	0.241
Área (m <sup>2</sup> )	123.7	84.5	512.3

El perfil del dique se diseñó del siguiente modo:



## Revisión del espaldón

Presiones calculadas	
<b>Pm</b> (Kgf/m <sup>2</sup> )	1093.4
<b>Ph</b> (Kgf/m <sup>2</sup> )	6569.7
<b>Pu</b> (Kgf/m <sup>2</sup> )	7116.4

Fuerzas calculadas	
<b>F1</b> (kgf/m)	7937.23
<b>F2</b> (kgf/m)	8426.36
<b>F3</b> (kgf/m)	160.32
<b>F4</b> (kgf/m)	80.16
<b>F5</b> (kgf/m)	53372.72

Para el cálculo de los coeficientes de seguridad (CSD y CSV) se consideró un peso específico de 2500 kgf/m<sup>3</sup> para el espaldón propuesto

$$Peso\ del\ espaldon = 108750\ kgf/m$$

$$CSD = 2.0$$

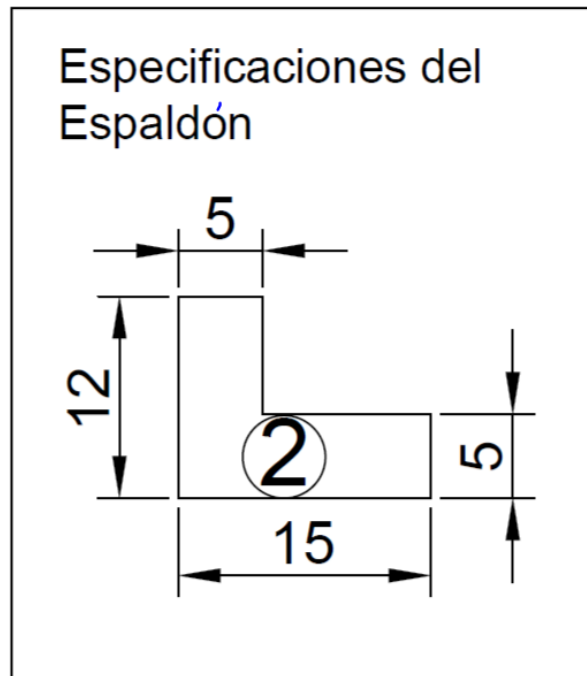
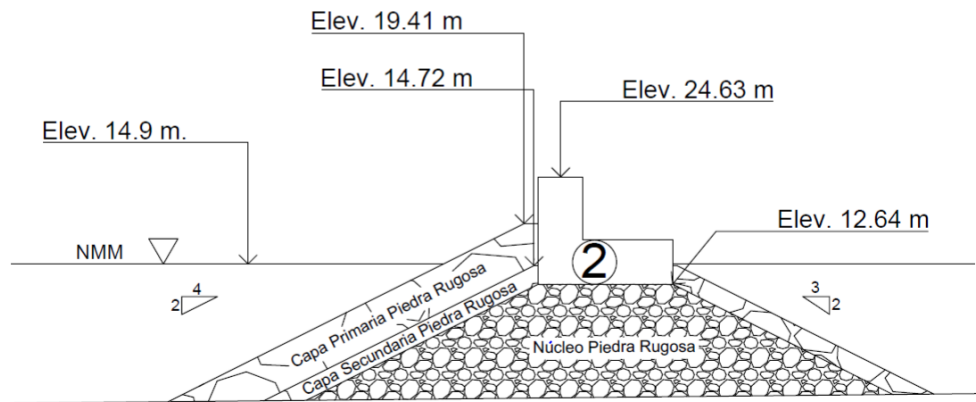
$$CSV = 3.406$$

De acuerdo a lo descrito en el capítulo 4 (pág. 76) los coeficientes son aceptables para nuestro diseño.

Los resultados obtenidos para una altura de ola H=9 m y T=11 s son los siguientes:

Capa	Primaria	Secundaria	Núcleo
<b>Materiales</b>	Piedra Rugosa	Piedra Rugosa	Piedra Rugosa
<b>W (Ton)</b>	25.708	2.571	0.129
<b>r (m)</b>	4.686	2.080	0.383
<b>Área (m<sup>2</sup>)</b>	188.2	128.3	508.9

El perfil del dique se diseñó del siguiente modo:



Revisión del espaldón

Presiones calculadas	
<b>Pm</b> (kgf/m <sup>2</sup> )	1686.50
<b>Ph</b> (kgf/m <sup>2</sup> )	10342.32
<b>Pu</b> (kgf/m <sup>2</sup> )	11185.57

Fuerzas calculadas	
<b>F1</b> (kgf/m)	28601.75
<b>F2</b> (kgf/m)	16432.84
<b>F3</b> (kgf/m)	1902.59

<b>F4 (kgf/m)</b>	951.29
<b>F5 (kgf/m)</b>	167783.50

Para el cálculo de los coeficientes de seguridad (CSD y CSV) se consideró un peso específico de 2500 kgf/m<sup>3</sup> para el espaldón propuesto

$$Peso\ del\ espaldón = 275000\ kgf/m$$

$$CSD = 1.3433$$

$$CSV = 2.2177$$

De acuerdo a lo descrito en el capítulo 4 (pág. 76) los coeficientes son aceptables para nuestro diseño.

### 5.3 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

- Diseño dique A.P.V. contra dique en talud H=5.66 m y T=10s,13s.

Características		Diseño A.P.V. H=5.35 m y T=13s	Dique en talud H=5,66 m y T=10s,13s
Altura total de la estructura (m)		25.6	21
Ancho Base (m)		90	84.93
Área total de la sección (m <sup>2</sup> /m)	Piedra Rugosa	775.0489	636.1719
	Concreto	160.947	225

Una diferencia inicial en el diseño del dique es la altura de ola H, teniendo en cuenta que ésta influye directamente en el cálculo del Run Up y por lo tanto en la altura de diseño de la estructura. La diferencia existente entre ambos Run Up es de 8.66 m, en este caso se reafirma que el Run Up calculado para el puerto de Veracruz se determinó en un modelo físico (Instituto Mexicano del Transporte) , del cual no se tiene bibliografía disponible y que al comparar con los resultados obtenidos por medio de los métodos empíricos se nota una gran diferencia. Debido a esto la altura

de las dos estructuras varia en 4.6 m; derivado de la altura de la estructura se tiene el ancho de la base, en ambos diseños se utilizaron las mismas pendientes, tanto para la cara expuesta al oleaje y la cara no expuesta, en este caso la diferencia es de tan solo 5.07 m. El área total de la sección en el diseño de la Ampliación del Puerto de Veracruz y en el diseño propuesto en este punto son los siguientes 935.9959 y 861.129 respectivamente, existe una diferencia de 75 m<sup>2</sup>, lo que indica que el diseño propuesto en este punto tendría un costo menor por metro lineal. En la memoria de cálculo del diseño del deflector de oleaje realizado por el Instituto Mexicano del Transporte no se especifica el período de retorno para el cual es propuesta la altura de ola H, por lo que utilizando la figura 28 se verifica el período de retorno utilizado, el resultado es de 3.5 años, teniendo en cuenta que es un puerto de gran importancia, el diseño con esta altura de ola H es erróneo.

- Diseño dique A.P.V. contra dique en talud H=9 m y T=11s.

Características		Diseño A.P.V. H=5.35 m y T=13s	Dique en talud H=9 m y T=11s
Altura total de la estructura (m)		25.6	23
Ancho Base (m)		90	95.65
Área total de la sección (m <sup>2</sup> /m)	Piedra Rugosa	775.0489	770.8709
	Concreto	160.947	417.441

Del mismo modo que en el punto pasado, es importante resaltar la diferencia existente entre la altura de ola H ocupada en el diseño propuesto por el puerto y el de este punto, ya que la diferencia entre estas dos es de 3.65 m. La diferencia existente entre la altura total de la estructura de estos dos diseños tiene una gran influencia del Run Up empleado, debido a que la diferencia es de 6.6 m. Otra diferencia importante es el grosor que se tiene en las distintas capas que componen el dique, teniendo que el diseño propuesto en este punto es más resistente que el propuesto por el puerto. Como ya se señaló en el punto anterior, el periodo de retorno utilizado en el diseño propuesto por el puerto de Veracruz fue de 3.5 años, en cambio el Tr utilizado para el diseño en este punto fue de 75 años, dando mayor seguridad para el puerto. El diseño realizado en este punto excedió en un 26.9 % el área de la sección propuesta por el puerto de Veracruz, además de hacer uso de un mayor volumen de concreto, lo que nos lleva a tener un mayor costo.



- Diseño dique A.P.V. contra dique vertical H=5.66 m y T=13s.

Características		Diseño A.P.V. H=5.35 m y T=13s	Dique vertical H=5.66 m y T=13s
Altura total de la estructura (m)		25.6	22.5
Ancho Base (m)		90	38.22
Área total de la sección (m <sup>2</sup> /m)	Piedra Rugosa	775.0489	102.3666
	Concreto	160.947	195.000

La primera diferencia de estos dos diseños es la altura de ola de diseño H, teniendo en cuenta que este valor está relacionado con el Run up y la altura total de la estructura, es importante mencionarlo. La principal diferencia es el tipo de estructura que se propone, ya que, en cuanto a altura total, la propuesta en este punto es menor en 3.1 m a la diseñada en el puerto, podría decirse que la estructura vertical propuesta es muy atractiva, debido a que el área de la sección es demasiado pequeña en comparación con la ocupada en el puerto de Veracruz; además de contar con un ancho de base menor en al menos 50 % en comparación con el otro. Recordando que el periodo de retorno ocupado en este punto es mucho mayor que el utilizado en la A.P.V.

- Diseño dique A.P.V. contra dique vertical H=9 m y T=11s.

Características		Diseño A.P.V. H=5.35 m y T=13s	Dique vertical H=9 m y T=11s
Altura total de la estructura (m)		25.6	26.9
Ancho Base (m)		90	42.01
Área total de la sección (m <sup>2</sup> /m)	Piedra Rugosa	775.0489	184.9537
	Concreto	160.947	328.5

En este punto la principal diferencia es la altura de ola de diseño H, puesto que el uso de este parámetro supone una altura de la estructura mayor en 1.3 m, pero no así en el ancho de la base, debido a que el dique es vertical y el ancho de la base es menor que el propuesto en el puerto. Una diferencia que también se debe recalcar es el área de la sección transversal, puesto que, el dique propuesto en este punto también tiene un área menor en 45 % respecto al de la A.P.V., además de contar como ya se mencionó con un Tr de 75 años, lo que coloca a este diseño del lado de la seguridad.

- Diseño dique A.P.V. contra dique con espaldón H=5.66 m y T=13s.

Características		Diseño A.P.V. H=5.35 m y T=13s	Dique con espaldón H=5.66 m y T=13s
Altura total de la estructura (m)		25.6	22.6
Ancho Base (m)		90	73.12
Área total de la sección (m <sup>2</sup> /m)	Piedra Rugosa	775.0489	724.87
	Concreto	160.947	43.496

El diseño de este dique es el que más parecido tiene con el diseñado en la A.P.V., debido a la altura de ola H que se tomó para el diseño propuesto en este punto obtuvimos un Run Up con diferencia de 6.7 m, lo que ocasionó que la altura de la estructura diseñada fuera menor en 3 m, de este mismo modo se obtuvo un ancho de base menor al diseñado en el puerto. Un punto favorable el diseño en este punto es que el área de la sección transversal es menor en 18 % respecto al proyectado en la ampliación del puerto de Veracruz. Se tiene que tomar en cuenta que queda a discusión el Run Up calculado en el modelo físico ya que no se cuenta con la información suficiente para poder afirmar que se realizó de correctamente.

- Diseño dique A.P.V. contra dique con espaldón H=9 m y T=11s.

Características		Diseño A.P.V. H=5.35 m y T=13s	Dique con espaldón H=9 m y T=11s
Altura total de la estructura (m)		25.6	24.63

<b>Ancho Base (m)</b>		90	85.58
<b>Área total de la sección (m<sup>2</sup>/m)</b>	Piedra Rugosa	775.0489	825.8138
	Concreto	160.947	110.0

El diseño propuesto en ese punto es el más parecido al propuesto por el puerto. Como primer punto de comparación esta la altura de ola H, ya que la diferencia entre estas dos es de 3.65 m, lo que de acuerdo al método seleccionado para dimensionar el tamaño de las piezas del manto principal supone una mayor protección. La altura total de la estructura en este caso es menor que la proyectada en el puerto, siendo influenciado el aumento de esta última por el Run Up de diseño. El área de la sección transversal correspondiente al diseño de este punto es igual al área del diseño realizado en la A.P.V., aunque el volumen de concreto utilizado por metro lineal es menor en el diseño propuesto en este punto, lo que supone un menor costo. Se tiene que tomar en cuenta que el periodo de retorno utilizado para el diseño de este punto es con diferencia mayor al propuesto en el puerto de Veracruz, estando de esta manera del lado de la seguridad.



# CAPÍTULO 6

## CONCLUSIONES

## 6.1 CONCLUSIONES

El dique construido en el puerto de Veracruz esta planeado de tal manera que la altura y el ancho de su base no son a simple vista un factor del cual se pueda dudar, pero cuando se indaga en sus métodos de diseño y los datos utilizados para su realización no se puede asegurar que sean los mejores.

Como primer punto de referencia tenemos la altura de ola de diseño, que de acuerdo a los datos obtenidos en (IINGEN) tiene un Tr de 3.5 años lo que no es correcto para un puerto de gran importancia como lo es el de Veracruz. Debido a esto y a la elección de un Run Up tan grande es que la estructura no tiene gran diferencia con los diseños mostrados en el capítulo anterior, pero en el caso de el dique con talud y el dique con espaldón, la diferencia principal se nota en el grosor de las piezas ocupadas en la capa principal y la capa secundaria.

El dique en vertical diseñado en el capítulo 5 de esta tesis cuenta con características que brindan una mayor confianza y un menor volumen de construcción, ya que en los dos casos de comparación el área de la sección propuesta en esta tesis es menor por lo menos en 50 % y 45 % respectivamente, por lo que además de brindar un funcionamiento adecuado al puerto tendrían un costo menor.

En relación a los dos diseños realizados de diques en espaldón, se llegó a una comparación más veraz dado que son el mismo tipo de dique, empezando por la altura de diseño  $H= 9$  m, correspondiente a un período de retorno de 75 años y un Run Up calculado a partir de este. Aunque ambos diseños propuestos en el capítulo 5 es menor en altura en ambos casos no quiere decir que este proveerá poca protección al puerto, ya que el grosor de las capas depende directamente de la altura de ola de diseño, lo que deja a los diseños realizados en esta tesis mejor posicionados.

Este análisis deja grandes cosas en la mente, como saber si los cálculos realizados para el Run Up en la ampliación del puerto de Veracruz fue la correcta y si los datos utilizados fueron los mejores, las pruebas están en los diseños y su posterior discusión.

## BIBLIOGRAFÍA

- Administracion Portuaria Integral de Veracruz S.A de C.V. (S/A). *MIA APIVER Cap. 2*.
- Anta Alvarez, J. (s.f.). Tipología y descripción de las obras maritimas y portuarias. Universidad de Coruña.
- CFE. (s.f.). Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE, Hidraulica Maritima. En CFE. CDMX.
- CFE. (s.f.). *Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE, Seccion Hidrotecnia*. Mexico.
- Copeiro del Villar, E., & García, M. (2008). *Diques de escollera, elementos del cálculo resistente y de la estima del oleaje*. Madrid: Diaz de Santos.
- Domínguez Perez, O., & López Galvan, S. (s.f.). La requisa y privatizacion de servicios portuarios de Veracruz. Instituto de Investigaciones Historico-Sociales de la UV.
- Engineers, U. A. (1984). *Shore Protection MAnnual*. Washington, D.C.: Department Of The Army.
- Engineers, U. A. (2002). *Hydrodynamic Analysis and Design Conditions*.
- Francisco, G. G. (Abril de 2014). Análisis Experimental de la Interaccion Oleaje-Suelos Finos. México, D.F., México.
- García de León, A. (2011). *Tierra adentro, mar en fuera. El puerto de Veracruz y su litoral a Sotavento, 1519-1821*. México: Fondo de Cultura Económica.
- García Santiago, E. I. (Agosto de 2014). Optimización de un dispositivo undimotriz de tipo boya flotante. México, D.F., México.
- IINGEN, U. (s.f.). *ATLAS DE CLIMA MARÍTIMO DE LA VERTIENTE ATLÁNTICA MEXICANA, resumen de resultados periodo de 1948 a 2007*. CDMX: Grupo de Ingeniería de Costas y Puertos.
- INEGI. (12 de Enero de 2018). *Instituto Nacional de Estadística y Geografía*. Obtenido de <http://www.beta.inegi.org.mx/>
- Instituto Mexicano del Transporte, D. d. (s.f.). *Estudios en modelos hidráulicos para definir los proyectos constructivos de los rompeolas de protección de la ampliacion del puerto de Veracruz, Ver. (Memoria de cálculo del deflector de oleaje)*.

- López, S., & Domínguez, O. (s.f.). La requisita y privatización de servicios portuarios de Veracruz.
- Mateo Cid, L. E., & Mendoza González, A. C. (1996). Algas marinas de Isla Verde, Veracruz, México. *Acta Botanica Mexicana (en línea)*. Obtenido de [www.redalyc.org/articulo.oa?id=57403607](http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=57403607)
- Municipal, I. N. (Enero de 2018). *Enciclopedia de los municipios y delegaciones de México*. Obtenido de Estado de Veracruz-Llave (en línea):  
<http://siglo.inafed.gob.mx/enciclopedia/EMM30veracruz/municipios/30193a.html>
- PE. (2001). *Procedimiento general y bases de cálculo en el proyecto de obras marítimas y portuarias*. España.
- Rossouw, J. (1988). Design waves and their probability density functions. En C. Engineering.
- SCT. (2011). *Programa Maestro de Desarrollo Portuario de Veracruz 2011-2016*.
- Silva Casarín, R. (2005). *Análisis y descripción estadística del oleaje*. CDMX: IINGEN.
- UMSNH. (2005). *Apuntes de ríos y costas*. Michoacán: UMSNH.