

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MÉXICO

01162

FACULTAD DE INGENIERÍA

SOBRE EL DISEÑO GEOMÉTRICO Y MECÁNICO
DE DIQUES ROMPEOLAS

TESIS

Como requisito para obtener el grado de
MAESTRA EN INGENIERÍA
(HIDRÁULICA)

Presenta
ALBA NÉLIDA GARCÍA BELTRÁN

DIRECTOR DE TESIS

Dr. RODOLFO SILVA CASARÍN



CAMPUS MORELOS

ENERO 2000



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM, especialmente, a la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, DEPFI, por la formación profesional que me proporcionó y de la cual me siento muy orgullosa.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, CONACYT, por el apoyo económico proporcionado para realizar mis estudios de Maestría.

A la DEPFI, Campus Morelos, especialmente, al coordinador M. Sc. Jorge Arturo Hidalgo Toledo por el apoyo brindado en la elaboración de esta tesis.

A los Doctores: Gabriel Echávez Aldape, Oscar Fuentes Mariles, Carlos Escalante y Rodolfo Silva; y al M. Aldo Iván Ramírez Orozco; por sus valiosas aportaciones en la revisión de esta tesis.

Al Grupo de Ingeniería de Costas y Puertos, del Instituto de Ingeniería de la UNAM, por las facilidades brindadas en la elaboración de este trabajo.

Al futuro Doctor en Ingeniería, Georges Govaere Vicarioli, por su apoyo y acertados comentarios en la realización de este trabajo.

Y por último, un reconocimiento muy especial al Dr. Rodolfo Silva Casarín, ya que gracias a su apoyo y comprensión fue posible la realización de este trabajo.

RESUMEN

El presente trabajo, se dividió en cuatro secciones principales: 1) Análisis y predicción del oleaje, 2) Flujo del oleaje en taludes rugosos, 3) Estabilidad de diques rompeolas y 4) Diseño de espaldones. En cada una de estas secciones se presentan las metodologías más utilizadas en la actualidad.

En la primera sección, se revisan las formas de representar un estado de mar, desde el punto de vista estadístico y espectral. Además, se presentan las funciones de distribución de probabilidad y los modelos espectrales más utilizados en nuestros días.

En la segunda sección, se analizan diversas metodologías para estimar: el ascenso máximo, descenso máximo, transmisión y rebase. En el caso del ascenso máximo, se elabora un nomograma que permite hacer más versátil el diseño geométrico de diques rompeolas no rebasables.

En la tercera sección, se estudian las metodologías más utilizadas para la estimación del peso de las piezas del manto principal.

En la cuarta y última sección, se describen brevemente los métodos más utilizados para evaluar las fuerzas sobre espaldones. Se hace una comparación entre los distintos métodos y se corrigen los parámetros empíricos utilizados en la fórmula de Jensen, esta corrección se hizo utilizando los datos de laboratorio reportados por Pedersen.

Cabe destacar, que cuando fue posible comparar entre las distintas metodologías, con resultados experimentales o de campo, ésta se hizo y se presentan los resultados.

INDICE

RESUMEN	II
INDICE.....	III
LISTA DE SÍMBOLOS.....	VI
LISTA DE FIGURAS.....	IX
LISTA DE TABLAS.....	XI
INTRODUCCIÓN.....	XII
I ANÁLISIS Y PREDICCIÓN DEL OLAJE.....	2
I.1 DESCRIPCIÓN E HIPÓTESIS BÁSICAS.....	2
I.1.1 Descripción del oleaje.....	2
I.1.2 Parámetros característicos del oleaje.....	2
I.1.3 Clasificación del oleaje.....	4
I.1.3.1 Oleaje local (SEA).....	4
I.1.3.2 Oleaje distante (SWELL).....	5
I.1.4 El oleaje como proceso estocástico.....	5
I.1.4.1 El oleaje como un proceso estacionario.....	6
I.1.4.2 El oleaje como proceso ergódico.....	6
I.1.4.3 El oleaje como proceso gaussiano.....	7
I.2 DEFINICIÓN DE UN ESTADO DE MAR.....	7
I.2.1 Descripción de un estado de mar desde el punto de vista estadístico y espectral.....	8
I.2.1.1 Descripción estadística de un estado de mar.....	8
I.2.1.2 Descripción espectral de un estado de mar (Dean R. Y Dalrymple A., 1991).....	10
I.3 DISTRIBUCIONES ESTADÍSTICAS DE UN ESTADO DE MAR.....	12
I.3.1 Distribuciones de altura de olas.....	12
I.3.1.1 Distribución de Rayleigh.....	12
I.3.1.2 Distribución de Tayfun.....	13
I.3.1.3 Distribución de Carter.....	14
I.3.2 Distribuciones conjuntas altura - periodo.....	14
I.3.2.1 Distribución de Cavanié et al.....	14
I.3.2.2 Distribución de Longuet - Higgins (1983).....	15
I.3.3 Distribuciones de periodos de olas.....	16
I.3.3.1 Distribución de Bretschneider (1959).....	16
I.3.3.2 Distribución de Longuet-Higgins (1975).....	16
I.3.3.3 Distribución de Cavanié et al (1976).....	16
I.3.3.4 Distribución de Longuet-Higgins (1983).....	16
I.4 MODELOS ESPECTRALES DE UN ESTADO DE MAR.....	17
I.4.1 Espectro Pierson-Moskowitz.....	17
I.4.2 Modelo espectral de dos parámetros.....	17
I.4.2.1 Espectro de Bretschneider.....	17
I.4.3 Modelos espectrales de cinco parámetros.....	18
I.4.3.1 Espectro JONSWAP.....	18
I.4.3.2 Espectro TMA (1985).....	19

1.4.4	<i>Espectros direccionales (Silva R. 1997)</i>	19
1.5	RESUMEN DEL CAPÍTULO 1 (ANÁLISIS Y PREDICCIÓN DEL OLEAJE).....	21
II	FLUJO DEL OLEAJE EN ESTRUCTURAS CON TALUDES RUGOSOS.....	23
II.1	ASCENSO MÁXIMO.....	23
II.1.1	<i>Definición del ascenso máximo</i>	23
II.1.2	<i>Antecedentes de los estudios experimentales realizados para determinar el ascenso máximo en taludes</i> 24	
II.1.3	<i>Obtención de los coeficientes de ajuste del modelo de Losada y Giménez - Curto para Rompeolas impermeables.</i>	27
II.1.4	<i>Ascenso máximo utilizando oleaje irregular</i>	29
II.1.4.1	Método de van der Meer.....	29
II.1.4.2	Método propuesto por Silva y Govaere.....	30
II.2	DESCENSO MÁXIMO.....	32
II.2.1	<i>Definición del descenso máximo</i>	32
II.2.2	<i>Formulación propuesta por Losada y Giménez Curto para determinar el descenso máximo</i>	33
II.3	TRANSMISIÓN.....	34
II.3.1	<i>Descripción de la transmisión</i>	34
II.3.2	<i>Coficiente de transmisión</i>	34
II.3.3	<i>Formulaciones para determinar el coeficiente de Transmisión</i>	35
II.3.3.1	Rompeolas no rebasables.....	35
II.3.3.2	Rompeolas rebasables.....	35
II.4	REBASE.....	39
II.4.1	<i>Descripción del proceso de rebase</i>	39
II.4.2	<i>Valores críticos para determinar la descarga media por rebase</i>	40
II.4.3	<i>Formulaciones para estimar la descarga media por rebase</i>	40
II.4.3.1	Comparación de métodos para la estimación de la descarga media de rebase.....	47
II.4.3.2	Formulación propuesta para la estimación de la descarga máxima por rebase del oleaje.....	49
II.5	CONCLUSIONES DEL CAPITULO II.....	51
III	ESTABILIDAD DE DIQUES ROMPEOLAS.....	54
III.1	DESCRIPCIÓN DE ROMPEOLAS.....	54
III.2	MATERIALES UTILIZADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE ROMPEOLAS.....	55
III.2.1	<i>Rocas</i>	55
III.2.2	<i>Concreto</i>	55
III.2.2.1	Tipos de piezas de concreto.....	57
III.3	TIPOS DE DAÑO EN ROMPEOLAS.....	57
III.3.1	<i>Criterios de Avería</i>	59
III.4	FORMULACIONES DE ESTABILIDAD PARA OLEAJE REGULAR.....	61
III.4.1	<i>Formulación de Hudson (SPM, 1984)</i>	61
III.4.2	<i>Formulación Propuesta por Losada et. al.</i>	63
III.5	FORMULACIONES DE ESTABILIDAD PARA OLEAJE IRREGULAR.....	68
III.5.1	<i>Formulación de Van der Meer</i>	68
III.5.2	<i>Formulación propuesta por silva et al (1998)</i>	69
III.5.3	<i>Comparación de resultados</i>	71
III.6	CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO III.....	74
IV.	DISEÑO DE ESPALDONES.....	76
IV.1.	DESCRIPCIÓN DE ESPALDONES.....	76
IV.2	CONDICIONES DE ESTABILIDAD PARA EL DISEÑO DE ESPALDONES.....	76
IV.3	MÉTODOS PARA ESTIMAR LAS FUERZAS EN LOS ESPALDONES.....	77

IV.3.1	<i>Método de Martín et al.</i>	77
IV.3.1.1	Condiciones de aplicación del método	77
IV.3.1.2	Cálculo de la presión dinámica.....	78
IV.3.1.3	Cálculo de la presión Pseudo- hidrostática.....	80
IV.3.1.4	Cálculo de la Subpresión	81
IV.3.2.	<i>Método de Jensen</i>	81
IV.3.3.	<i>Método de Pedersen</i>	83
IV.3.4	<i>Método modificado de Martín</i>	85
IV.3.4.1	Condiciones de aplicación del método	85
IV.3.4.2	Metodología propuesta	85
IV.4	COMPARACIÓN DE RESULTADOS	86
IV.5	CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO IV.....	89
FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN		90
REFERENCIAS.....		91

LISTA DE SÍMBOLOS

a	Amplitud de la ola
a_{Ah}, b_{Ah}	Coefficientes utilizados en la fórmula empírica propuesta por Ahrens, para determinar el ascenso máximo en taludes rugosos
a_D, b_D	Coefficientes usados en la fórmula empírica propuesta por Deamen, para determinar el coeficiente de transmisión
a_J, b_J	Coefficientes utilizados en la fórmula empírica propuesta por Jensen, para determinar la fuerza horizontal producida por el oleaje, en espaldones
A_u, B_u	Coefficientes utilizados en la fórmula empírica propuesta por Losada, para determinar el ascenso máximo en taludes rugosos
A_d, B_d	Coefficientes utilizados en la fórmula empírica propuesta por Losada, para determinar el descenso máximo en taludes rugosos
AI	Avería de Iribarren
B	Anchura de cresta de la estructura
Bc	Función de autocorrelación
Bs	Anchura del rompeolas a nivel medio del mar
Cf	Coefficiente de fricción
D	Destrucción
D_{n50}	Diámetro nominal de las piezas del manto principal
E	Energía del oleaje
E_i	Energía del oleaje incidente
E_t	Energía del oleaje transmitida
f	Frecuencia del oleaje, $f=1/T$
f_p	Frecuencia pico del espectro
F	Altura del bordo libre o franco bordo respecto al nivel medio del mar
F_h	Fuerza horizontal resultante producida por el oleaje, en espaldones
F_a	Altura de bordo libre adimensional, definida por Owen
$F_{h0.1\%}$	Fuerza con probabilidad de excedencia del 0.1%
g	Aceleración de la gravedad
h	Profundidad del agua
H	Altura de la ola
\bar{H}	Altura de ola media
H_i	Altura de ola incidente
H_{rms}	Altura cuadrática media
H_s	Altura de ola significativa
H_t	Altura de ola transmitida
H_0	Altura de ola correspondiente al momento de orden 0
$H_{2\%}$	Altura de ola correspondiente al 2% de probabilidad de excedencia

$H_{x\%}$	Altura de ola correspondiente al $x\%$ de probabilidad de excedencia
$H_{1/10}$	Altura de ola promedio de la décima parte de las olas mayores
I_r	Número de Iribarren
$I_{crít}$	Número de Iribarren crítico, donde se presenta el mínimo de estabilidad de las piezas del manto principal
I_{rms}	Número de Iribarren cuadrático medio
iA	Inicio de avería
ID	Inicio de destrucción
J_0	Función de Bessel de orden cero
k_0	Número de onda asociado a la frecuencia media
Kt	Coefficiente de transmisión
L	Longitud de onda
Le	Lado equivalente de las piezas del manto principal
Lo	Longitud de onda para aguas profundas, estimada con la teoría lineal
L_p	Longitud de onda asociada al periodo pico
m_i	Momento de orden "i", usados en las funciones de distribución de probabilidad, para alturas de ola
M_i	Momentos de volteo
n	Rugosidad del manto principal
N_T	Número de Tayfun
N	Número de olas
N_0	Número de olas individuales en todo el registro
N_s	Número de estabilidad
NMM	Nivel medio del mar
P_d	Presión dinámica
P_h	Presión pseudo-hidroestática
q	Descarga media por rebase del oleaje ($m^3/s/m$)
$q_{máx}$	Descarga máxima por rebase del oleaje ($m^3/s/m$)
Q	Descarga adimensional por rebase, definida por Owen
Q_p	Parámetro de agudeza de pico del espectro de oleaje, propuesto por Goda
R_F	Factor de reducción
R_u	Ascenso máximo en taludes
$R_{u_{rms}}$	Ascenso máximo cuadrático medio
$R_{u_{x\%}}$	Ascenso máximo con una probabilidad de excedencia de $x\%$
R_d	Descenso máximo en taludes
s	Parámetro que representa el grado de concentración de energía, por direcciones del oleaje
S	Nivel de daño
S_{op}	Esbeltez de la ola asociada al periodo pico, $2\pi H_p / (gT_p^2)$
$S(f)$	Función espectral
S_{op}	Esbeltez de la ola
Sk_{vw}	Coefficiente de asimetría o sesgo

T	Periodo de la ola
T_c	Periodo entre dos crestas sucesivas
T_m	Periodo medio
T_s	Periodo de ola asociado a la altura de ola significativa
T_{01}	Periodo medio estimado a partir de los momentos espectrales de orden 0 y 1
T_{02}	Periodo medio estimado a partir de los momentos espectrales de orden 0 y 2
U	Fuerza de subpresión
U_x	Velocidad del viento a X m sobre la superficie del mar.
x	Fetch
α	Ángulo de inclinación del talud de la estructura, respecto a la horizontal
β	Ángulo del talud respecto a la horizontal (ec. IV.5)
ε	Parámetro de anchura espectral
γ	Peso específico
γ	Factor de forma de pico del espectro
λ	Parámetro utilizado para calcular la presión dinámica en el método de Martín
γ	Función de pico espectral
$\eta(t)$	Desplazamiento vertical de la superficie libre del agua con respecto al nivel medio del mar (N.M.M.), en función del tiempo, t.
$\eta_{m\acute{a}x}$	Desplazamientos verticales máximos o crestas, que pueden ser positivos o negativos
$\eta_{m\acute{i}n}$	Desplazamientos verticales mínimos o valles
η_i	Elevación de la superficie libre del agua en el tiempo t_i .
ν	Parámetro de anchura espectral propuesta por Longet-Higgins
ρ	Densidad
ρ_s	Densidad de las piezas del manto principal
ρ_w	Densidad del agua de mar
σ_a, σ_b	Anchura de pico espectral
Ψ	Función de estabilidad
Ψ_{max}	Valor máximo que asume la función estabilidad
θ	Ángulo de incidencia del oleaje respecto a la perpendicular del dique
ω	Velocidad angular

LISTA DE FIGURAS

- Figura I.1 Parámetros característicos del oleaje
- Figura I.2 Ejemplo de una posible forma de registro
- Figura II.1 Ascenso máximo en estructuras con taludes rugosos
- Figura II.2 *Run-up* en escollera de cantera, obtenido para $d/n > 3$, Günbak 1976.
- Figura II.3 Datos experimentales del *Run-up* en dolos. Obtenidos por Wallingford en 1970
- Figura II.4 Run up en Rip-rap, datos obtenidos por Ahrens 1980. Dique impermeable
- Figura II.5 Comparación entre las formulaciones de Ahrens y Losada
- Figura II.6 Coeficientes A_u y B_u en función de la porosidad de la estructura
- Figura II.7(a) Comparación entre el método de van der Meer y el de Silva para diques homogéneos
- Figura II.7(b) Comparación entre el método de van der Meer y el de Silva para diques con núcleo
- Figura II.8 Descenso Máximo en estructuras con taludes rugosos
- Figura II.9 Datos experimentales obtenidos por Dai y Kamel en 1969
- Figura II.10 Datos experimentales obtenidos por Jackson en 1968
- Figura II.11 Transmisión del oleaje en estructuras con taludes rugosos
- Figura II.12 Coeficiente de transmisión del oleaje versus altura relativa de la cresta.
- Figura II.13 Coeficiente de transmisión, calculado y medido, obtenido por Daemen.
- Figura II.14 Coeficiente de transmisión, medido y calculado, para estructuras permeables.
- Figura II.15 Coeficiente de transmisión, medido y calculado para estructuras impermeables
- Figura II.16 Rebase del oleaje en estructuras con taludes rugosos
- Figura II.17 Valores críticos de la descarga promedio de rebase
- Figura II.18(a-f) Diagramas para el diseño de rebase en rompeolas. Elaborados por Goda.
- Figura II.19 Comparación de metodologías para estimar la descarga media por rebase del oleaje.
- Figura II.20 Descarga media del modelo numérico Rbreak vs la descarga media, obtenida en función de la descarga máxima
- Figura III.1 Esquema de un rompeolas
- Figura III.2 Tipos de piezas de concreto más utilizadas en la construcción de rompeolas
- Figura III.3 Niveles de avería para un manto principal formado por 3 capas de piezas
- Figura III.4 Curvas de diseño para la función estabilidad para bloques paralelepípedos de concreto, inicio de avería. Datos de Iribarren
- Figura III.5 Curvas de diseño para la función de estabilidad en terapedos, inicio de avería. Datos experimentales de Iribarren.
- Figura III.6 Curvas de diseño para la función estabilidad para escollera, sin daño. De Losada y Desiré 1985
- Figura III.7 Curvas de diseño para la función estabilidad, inicio de avería. Losada Desiré (1985)

- Figura III.8 Ejemplo de la probabilidad de excedencia de alturas de ola.
- Figura III.9 Métodos de: SPM (1984), Losada et al. (1979) y van der Meer (1988) versus datos experimentales de van der Meer (1988); para el peso de ola adimensional de las piezas de la coraza. Serie de 1000 olas.
- Figura III.10 Métodos de: SPM (1984), Losada et al. (1979) y van der Meer (1988) versus datos experimentales de van der Meer (1988); para el peso de ola adimensional de las piezas de la coraza. Serie de 3000 olas.
- Figura IV.1 Esquema de un espaldón
- Figura IV.2 Condiciones de aplicación del método de Martín si $Ir < 3.1$
- Figura IV.3 Diagrama de leyes de presión sobre un espaldón para el método de Martín
- Figura IV.4 Valores de μ con respecto a B/L (Método de Martín)
- Figura IV.5 Valores de μ con respecto a n y H/L (Método de Martín)
- Figura IV.6 Comparación del método de Jensen con los valores experimentales de Pedersen
- Figura IV.7 Método de Jensen comparado con los datos experimentales de Pedersen, usando valores medios de a_i y b_i
- Figura IV.8(a) Distribución de presiones en un espaldón, sugerida por Pedersen
- Figura IV.8(b) Bosquejo del límite del ascenso máximo y parámetros de diseño utilizados por Pedersen
- Figura IV.9 Esquema del dique de Ciervana
- Figura IV.10 Comparación de cuatro métodos para estimar las fuerzas horizontales al 0.1% de probabilidad de excedencia

LISTA DE TABLAS

Tabla II.1	Coefficientes empíricos para rompeolas con $1.5 \leq \cot \alpha \leq 5$
Tabla II.2	Coefficientes de ajuste para el modelo exponencial de ascenso máximo.
Tabla II.3	Coefficientes de ajuste A_u y B_u para el modelo exponencial de Losada.
Tabla II.4	Parámetros para el método de Van der Meer.
Tabla II.5	Coefficientes de ajuste para el modelo exponencial de descenso máximo
Tabla II.6	Valores de los parámetros a_{FM} y b_{FM}
Tabla II.7	Condiciones de oleaje utilizadas en la comparación de los métodos para estimar la descarga media por rebase.
Tabla III.1	Deterioro de la roca esperado para diferentes tipos de climas
Tabla III.2	Umbral del parámetro de daño, S , para diferentes tipos de avería. Diques no rebasables de talud recto, con dos capas de piezas en el manto principal.
Tabla III.3	Valores del coeficiente de estabilidad para diseño de rompeolas.
Tabla III.4	Parámetros de ajuste del modelo exponencial para la función estabilidad, factores para la banda de confianza superior del 95% y valores máximos posibles de la función estabilidad, Ψ .
Tabla III.5	Valores de daño, S , para rompeolas con corazas de dos diámetros de espesor.
Tabla III.6	Parámetros usados en la evaluación de los métodos.
Tabla IV.1	Valores de a_j y b_j obtenidos por Jensen y Bradbury
Tabla IV.2	Parámetros de los estados de mar usados en la comparación de los métodos utilizados para estimar fuerzas en los espaldones

INTRODUCCIÓN

Desde las primeras generaciones, el hombre ha intentado aprovechar el inmenso potencial de recursos que genera el mar, por ello ha fincado frecuentemente sus asentamientos en las orillas de éste. El mar además de ser un gran generador de recursos, produce sin embargo desgracias y daños materiales, a través de la fuerza magnificente del oleaje,

Para mitigar el efecto nocivo que produce el oleaje, se han desarrollado diversas estructuras de protección litoral, entre las que destacan los diques rompeolas, que son estructuras de materiales granulares y sueltos, que disipan la energía del oleaje mediante la rotura, fricción o mediante el macizo granular.

Los rompeolas se han usado a lo largo de la historia en varios lugares del mundo, por lo que su diseño podría parecer un proceso rutinario. No obstante, hasta la fecha no existen dos estructuras de este tipo que hayan sido construidos de manera idéntica. De hecho, en el proceso de diseño, además de considerar aspectos tales como: ubicación, disponibilidad de materiales, costos y características oceanográficas, se deben evaluar aspectos hidrodinámicos que a la postre condicionarán su forma geométrica.

La optimización del diseño geométrico de estructuras de protección del litoral, sin duda, está condicionado a la interpretación de los procesos que se desarrollan al interactuar el oleaje con ellas.

Tales procesos son tan complicados y dependen de muy diversos tipos de variables, que los investigadores y especialistas en la materia, aún no han podido dar una solución teórica satisfactoria a éstos. Por tal motivo, se ha recurrido a aproximaciones empíricas que se sustentan en experimentos de laboratorio y campo.

En este trabajo se presenta un análisis y comparación de las metodologías más utilizadas para el diseño de rompeolas y en algunos casos se sugieren mejoras para su aplicación. Asimismo, sin ser un estudio exhaustivo, pretende ser una herramienta de ayuda para el diseñador.

Objetivos de la tesis:

- Analizar los trabajos publicados sobre los fenómenos que intervienen en el proceso de diseño de un rompeolas
- Complementar estudios existentes sobre la selección de parámetros para la evaluación del ascenso máximo, así como revisar la convergencia entre las diferentes formulaciones existentes, para la determinación del flujo por rebase y resultados experimentales.

- Analizar las metodologías más difundidas sobre el diseño mecánico de rompeolas de materiales sueltos y en particular, adecuar el uso de parámetros de diseño de espaldones.

Organización del trabajo

Para su análisis, esta investigación se divide en cuatro capítulos, tal y como se describe a continuación:

Capítulo I “Análisis y predicción del oleaje”. Se sintetiza el estado del arte en temas relacionados con el análisis y procesamientos del oleaje. Se incluye tanto el concepto de análisis en el campo temporal como espectral.

Capítulo II “Flujo del oleaje en estructuras con taludes rugosos”. Se comparan las diferentes metodologías para la evaluación del ascenso y descenso máximos, transmisión y rebase. En particular, se genera un nomograma para la determinación de los coeficientes utilizados, en diversas metodologías de estimación del ascenso máximo.

Capítulo III “Estabilidad de piezas del manto principal”. Se presentan varias metodologías para la estimación del peso de las piezas que constituyen el manto principal o coraza en diques rompeolas.

Capítulo IV “Diseño de espaldones”. Se analizan varias formulaciones que permiten estimar los patrones de presiones y fuerzas sobre espaldones. Con base en los resultados experimentales de Pedersen (1996), se corrigen los valores usados en la formulación de Jensen (1986).

En cada capítulo se incluyen las conclusiones pertinentes.

I ANÁLISIS Y PREDICCIÓN DEL OLEAJE

I.1 DESCRIPCIÓN E HIPÓTESIS BÁSICAS

El oleaje, en la naturaleza, es un fenómeno muy complejo, por lo que es necesario, además de identificar algunos parámetros, como la longitud, periodo y amplitud de la ola entre otros; admitir varias hipótesis con el fin de hacer más sencillo el estudio de oleaje.

I.1.1 DESCRIPCIÓN DEL OLEAJE

El oleaje es una manifestación de dos fuerzas en equilibrio dinámico que actúan en la superficie libre del mar y tienden a deformar su posición original; la primera es la fuerza perturbadora y la segunda es la fuerza restauradora que tiende a volver a la superficie a dicho estado original.

Generalmente, el oleaje en el mar es producido por las fuerzas que genera el viento y actúan en la superficie libre. Las olas generadas por viento ocurren en diferentes tamaños y formas, dependen de la magnitud de las fuerzas que actúan sobre ellas, tiempo, área de influencia y de las velocidades de impacto, lo cual indica, que tanto la presión de la fuerza actuante sobre la superficie libre del fluido, como la magnitud del desplazamiento son importantes en la variación de estos tamaños.

I.1.2 PARÁMETROS CARACTERÍSTICOS DEL OLEAJE

Los parámetros más importantes que describen las olas son su longitud, su altura, la profundidad a la que se desplaza y su periodo. (Dean R. y Dalrymple A.,1991).

Supóngase un punto de la superficie libre del mar en el que se registra la variación del nivel del agua a lo largo del tiempo. El registro obtenido tendrá un aspecto parecido al de la figura I.1, en el cual se han representado los términos más comunes para definir las oscilaciones de corto periodo de la superficie del mar (uno a treinta segundos).

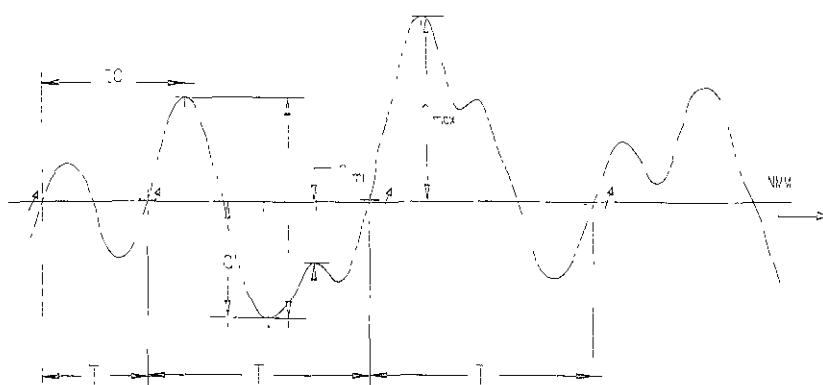


Figura I.1 Parámetros representativos que definen al oleaje

donde :

- $\eta(t)$ es el desplazamiento vertical de la superficie libre del agua con respecto al nivel medio del mar (N.M.M.)
- η_{max} son los desplazamientos verticales máximos o crestas, que pueden ser positivos o negativos
- η_{min} son desplazamientos verticales mínimos o valles
- T es el periodo entre pasos ascendentes
- T_c es el periodo entre dos crestas sucesivas
- a es la amplitud de la ola
- H es la altura de la ola

Un registro de oleaje como el mostrado en la figura I.1 está formado por varias olas, para definir una ola en un registro de oleaje existen cuatro métodos ampliamente utilizados Silva R. (1997):

1. *Método de pasos ascendentes por el nivel medio.* En un registro de oleaje, leído de izquierda a derecha, una ola empieza cuando la pendiente de la superficie libre del mar al cruzar el nivel medio es positiva y termina cuando la pendiente de la superficie libre vuelve a ser positiva al cruzar el nivel medio del mar. En ese momento inicia una nueva ola.
2. *Método de pasos descendentes por el nivel medio.* En este método, a diferencia del anterior, se define una ola cuando la pendiente de la superficie libre del mar al cruzar el nivel medio es negativa, y termina cuando la pendiente vuelve a ser negativa al cruzar el nivel medio.
3. *Método de pasos sucesivos por crestas.* En este método, se define una ola a partir de la condición cuando la superficie libre del mar se localiza arriba del nivel medio del mar y su pendiente es cero, a esta posición se le denomina cresta; y la ola termina, dando lugar a otra, cuando se vuelve a presentar una situación análoga.

4. *Método de pasos sucesivos por valles.* Se define una ola cuando la superficie libre del mar se encuentra por debajo del nivel medio y su pendiente es cero, a esta posición se le conoce como valle, y termina cuando se vuelve a presentar esta situación.

En la naturaleza, el oleaje es un fenómeno muy complejo en el que no existe repetibilidad en el espacio ni en el tiempo, por lo tanto, no puede ser representado por el modelo sencillo de olas monocromáticas. Sin embargo, esta superficie libre, aparentemente caótica se puede simular adecuadamente por medio de la superposición de olas sinusoidales, monocromáticas, de diferente frecuencia, obteniéndose así, un registro de olas irregulares similar al observado en mediciones de campo. Figura I.2.

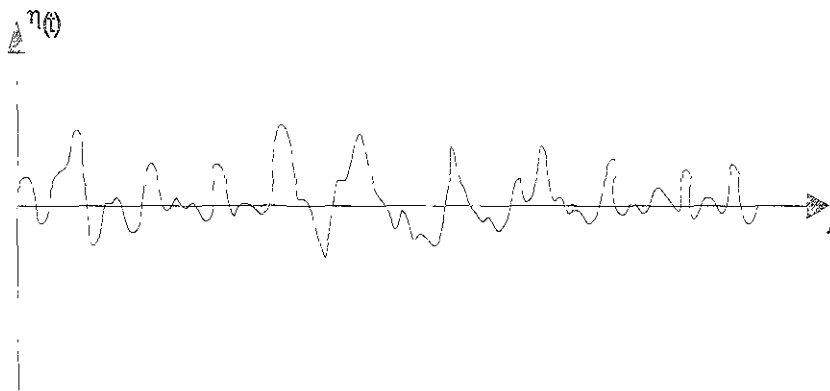


Figura I.2 Ejemplo de una posible forma de registro

I.1.3 CLASIFICACIÓN DEL OLEAJE

Dentro de la enorme variabilidad de estados de oleaje que existen, resulta conveniente caracterizarlos en dos tipos extremos: el oleaje local (SEA) y el distante (SWEL). (Silva R., 1997).

I.1.3.1 Oleaje local (SEA)

Este tipo de oleaje se produce en la zona de generación en alta mar. La zona de generación es aquella región en donde existe transferencia de energía del viento hacia la superficie libre del mar. Allí el oleaje es aleatorio y se caracteriza por su irregularidad, por presentar una superficie libre caótica y una multitud de direcciones de avance que no contienen crestas ni valles definidos y por la ausencia de periodicidad.

En el estado SEA se presentan claramente dos características: asimetría y apuntalamiento (gran peralte). Con viento fuerte pueden formarse verdaderas montañas de agua en cualquier punto, las cuales a su vez soportan miles de protuberancias menores.

En este tipo de oleaje no pueden medirse periodos ni longitudes de onda. Las alturas de las olas son impredecibles, es decir, dada una altura de ola la siguiente puede ser mucho mayor o mucho más pequeña.

1.1.3.2 Oleaje distante (SWELL)

El oleaje tipo SWELL se presenta cuando las olas se propagan y abandonan la zona de generación. Cuando esto ocurre se manifiestan los siguientes fenómenos:

1. Pérdida de energía, pues la ola avanza a expensas de su propia energía.
2. El oleaje sufre una doble dispersión:
 - a) Dispersión angular, pues las olas se dispersan en todas direcciones.
 - b) Dispersión radial, dado que la velocidad es función directa del periodo, en una dirección determinada las ondas viajan más rápido produciendo un filtrado de olas.
3. Soldadura; las ondas de periodos cercanos se soldan en largas crestas de onda, lo que hace que la superficie caótica del oleaje SEA se vaya simplificando. Esto se acentúa sobre la plataforma costera, donde a los fenómenos antes citados se agrega la refracción, que provoca que las ondas tiendan a progresar en forma paralela a las líneas batimétricas.

En suma, el oleaje que se acerca a la costa es más regular, se forman frentes de crestas largas hasta varios centenares de metros y el periodo y longitud entre olas sucesivas difiere poco, surge una periodicidad y las direcciones no son tan dispersas, sino que existen direcciones predominantes, es decir, el fenómeno posee cierto orden.

1.1.4 EL OLAJE COMO PROCESO ESTOCÁSTICO

El oleaje se puede definir como un proceso estocástico, ya que muchas variables independientes se combinan, de tal manera, que la superficie libre del mar, η , varíe en forma aleatoria. Es decir, su valor para cierto tiempo o cierta posición no puede ser inferido de forma determinista, sino que cada valor tiene una cierta probabilidad de ocurrir.

Este proceso se puede definir como el ensamble de un número infinito de distintos registros de oleaje, correspondientes a un cierto estado de mar. (Silva R., 1997)

$$\eta(t) = \{ \eta(t_1), \eta(t_2), \dots, \eta(t_n), \dots \} \quad (I.1)$$

El proceso $\eta(t)$ puede considerarse definido si para cualesquiera n instantes, t_1, t_2, \dots, t_n se conoce la función de distribución.

$$F_{t_1, t_2, \dots, t_n}(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n) = P[\eta(t_1) \leq x_1, \eta(t_2) \leq x_2, \dots, \eta(t_n) \leq x_n] \quad (I.2)$$

de la variable n -dimensional $\eta(t_1, t_2, \dots, t_n)$.

Con el objeto de simplificar el estudio del proceso estocástico $\eta(t)$ que constituye el oleaje es necesario admitir tres importantes hipótesis estadísticas;

1.1.4.1 El oleaje como un proceso estacionario

Un proceso $\eta(t)$ es estacionario si sus propiedades estadísticas, como la varianza o la media, se mantienen constantes en el tiempo. Esto es razonable para intervalos de tiempo de varios minutos. La analogía de la estacionariedad en el espacio es la homogeneidad del proceso.

Admitida la estacionariedad del proceso $\eta(t)$ se deduce que el valor medio es una constante

$$m(t) = m \quad (I.3)$$

y la función de autocorrelación depende sólo de la diferencia $\tau = t - s$. (Silva R. 1997).

$$Bc(t, s) = R(\tau) \quad (I.4)$$

1.1.4.2 El oleaje como proceso ergódico

Un proceso estacionario ergódico es aquel cuyas características estadísticas en el tiempo (media, desviación estándar, distribución de probabilidad, etc.) pueden ser tomadas de un evento cualquiera $\eta(t_n)$ y son iguales a las estadísticas de ensamble a través de todas las realizaciones de $\eta(t)$. Esto es aceptado por la limitación física de medir una superposición de registros bajo condiciones estacionarias. (Silva R. 1997).

Si $\eta(t)$ es un proceso estocástico estacionario que satisface ciertas condiciones, entonces:

$$m = E \eta (t) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T \eta (t) dt \quad (I.5)$$

donde:

m es la media de variación de la superficie libre del mar con respecto al tiempo.

La hipótesis de ergodicidad permite sustituir los promedios espaciales de sucesos, por promedios temporales de un solo evento.

I.1.4.3 El oleaje como proceso gaussiano

El modelo gaussiano (Rosengaus M., 1997) considera implícitamente que existe una simetría alrededor del nivel medio del agua, lo cual implica asumir que la media es igual a cero y por tanto, su función de densidad será:

$$p(\eta) = \frac{1}{\eta_{rms} \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{\eta^2}{\eta_{rms}^2} \right)} \quad (I.6)$$

El aceptar estas suposiciones permite caracterizar un cierto estado de oleaje a través de un sólo registro y analizarlo, a través de su descomposición en elementos frecuenciales sinusoidales.

I.2 DEFINICIÓN DE UN ESTADO DE MAR

Un estado de mar se define como una situación o periodo de tiempo, en el que, debido a la inercia del fenómeno existe un cierto equilibrio entre las fuerzas generadoras y las fuerzas restauradoras que intervienen, permaneciendo la manifestación de estas fuerzas, aproximadamente estacionaria. Asimismo, se define como cada una de las “posiciones” de la dinámica del oleaje, las cuales, se admite que tienen una variación suficientemente lenta para poder aceptar, durante cierto tiempo, que el proceso es estacionario.

Cuando se registran las variaciones de la superficie libre, con el objeto de obtener muestras estadísticas; lo que se hace es medir durante un periodo de 10 a 20 minutos (estado de mar) cada hora (o más) y extender los parámetros estadísticos obtenidos de la muestra a la hora de intervalo, con lo cual se acepta tácitamente que la duración del estado de mar es de esa hora. (Silva R., 1997).

1.2.1 DESCRIPCIÓN DE UN ESTADO DE MAR DESDE EL PUNTO DE VISTA ESTADÍSTICO Y ESPECTRAL

1.2.1.1 Descripción estadística de un estado de mar

Desde el punto de vista estadístico, se pueden considerar las propiedades estadísticas temporales, parámetros y distribuciones, de $\bar{\eta}(t)$ y el resto de los parámetros que definen el oleaje.

Parámetros estadísticos

Los parámetros estadísticos más importantes para definir un estado de mar, a partir de una serie de tiempo, son los siguientes (Dean R. y Dalrymple A., 1991):

La variación del nivel medio del mar, $\bar{\eta}(t)$, conocida como set-up o set-down, se calcula con la siguiente fórmula:

$$\bar{\eta}(t) = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \eta_i \quad (1.7)$$

donde :

η_i es la elevación de la superficie libre del agua en el tiempo t_i .

N es al número de eventos o muestras.

$\bar{\eta}(t)$ es la variación media de la superficie libre del mar con respecto al tiempo.

La variación cuadrática media (varianza) de la superficie del agua, η_{rms}^2 , se evalúa mediante la ecuación:

$$\eta_{rms}^2 = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (\eta_i - \bar{\eta}(t))^2 \quad (1.8)$$

La altura media de las olas, \bar{H} , y el periodo medio, \bar{T} , se evalúan por medio de las siguientes expresiones:

$$\bar{H} = \frac{1}{N_0} \sum_{i=1}^N H_i \quad (1.9)$$

$$\bar{T} = \frac{1}{N_0} \sum_{i=1}^N T_i \quad (I.10)$$

donde:

N_0 = al número de olas individuales en todo el registro

H_i = altura de la ola i

T_i = Periodo de la ola i

La altura cuadrática media, H_{rms} , está definida por:

$$H_{rms} = \sqrt{\frac{1}{N_0} \sum_{i=1}^{N_0} H_i^2} \quad (I.11)$$

El coeficiente de sesgo o asimetría se determina por medio de la siguiente relación:

$$Skw = \frac{1}{N_0 \eta_{rms}^3} \sum_{i=1}^{N_0} \eta_i^3 \quad (I.12)$$

Otras estadísticas usuales u olas monocromáticas representativas, son los promedios de la fracción p de las olas de mayor altura en la lista. Por ejemplo; para la ola significativa que se define como el promedio del tercio de las olas más altas, o sea $p = 1/3$

$$H_s = \frac{1}{N/3} \sum_{i=1}^{N/3} H_i \quad (I.13)$$

$$T_s = \frac{1}{N/3} \sum_{i=1}^{N/3} T_i \quad (I.14)$$

Otra ola comúnmente usada, es el promedio del 1/10 de las olas mayores:

$$H_{1/10} = \frac{1}{N/10} \sum_{i=1}^{N/10} H_i \quad (I.15)$$

$$T_{1/10} = \frac{1}{N/10} \sum_{i=1}^{N/10} T_i \quad (I.16)$$

la ola máxima para $n = N$

$$H_{max} = H_{1/N} = \frac{1}{N/N} \sum_{i=1}^{N/N} H_i \quad (I.17)$$

$$T_{max} = T_{1/N} = \frac{1}{N/N} \sum_{i=1}^{N/N} T_i \quad (I.18)$$

Nótese, que en todos los cálculos del periodo el número de orden se refiere al ordenamiento descendente por alturas de ola, es decir, $T_{max}=T_{1/N}$ no necesariamente corresponde al máximo periodo observado en el registro, sino al periodo observado para la altura de ola máxima.

1.2.1.2 Descripción espectral de un estado de mar (Dean R. Y Dalrymple A., 1991)

Un estado de mar se puede describir, desde el punto de vista espectral, a través del estudio del espectro y sus propiedades.

La validez del estudio de registros de oleaje, a través del análisis de la función de densidad espectral, depende de la precisión con la que haya sido calculada. Se han desarrollado diversas técnicas para mejorar la precisión con la que se estiman los valores en el dominio de la frecuencia. En muchos casos, esta mejora en el cálculo significa una pérdida de resolución espectral.

Los valores del espectro se obtienen comúnmente mediante el cálculo de los coeficientes de las series de Fourier; en donde el algoritmo de la transformada rápida de Fourier (FFT) reduce considerablemente el número de operaciones que se requieren para obtenerlos. Este algoritmo se basa en la propiedad de la transformada discreta de Fourier (DFT), que permite calcular la DFT de una sucesión, a partir de la DFT de subsucesiones más cortas. Silva R. 1997.

Un espectro de oleaje completo tiene dos componentes; el espectro de amplitud (o de energía, puesto que ésta es proporcional al cuadrado de la amplitud) y el espectro de las fases. En otras palabras, la descripción completa de un cierto estado de la superficie del agua, en el dominio de las frecuencias, consta tanto de las fases como de las amplitudes de cada una de las componentes sinusoidales independientes, que producen superpuestas entre sí dicho estado. Sin embargo, en el análisis de oleaje lo que interesa es el espectro de amplitudes o de energía y no el espectro de las fases, puesto que en general estas fases son aleatorias. El espectro de fases tiene utilidad en el control de calidad para la experimentación.

Parámetros Espectrales

Todos los parámetros espectrales se calculan a partir de sus diferentes momentos. La función generadora de momentos se define mediante la siguiente expresión:

$$m_n = \int_0^{\infty} f^n S(f) df \quad (1.19)$$

donde $S(f)$ es la función de densidad espectral.

Cartwright y Longuet-Higgins (1956), propusieron un parámetro para definir la anchura espectral.

$$\varepsilon = \left[1 - \frac{m_2^2}{m_0 m_4} \right]^{1/2} \quad (1.20)$$

donde:

$\varepsilon \rightarrow 0$ si el espectro es de banda angosta

$\varepsilon \rightarrow 1$ si el espectro es de banda ancha.

Un espectro de banda angosta es aquel en el que la energía del oleaje se concentra en un intervalo reducido de frecuencias y en un espectro de banda ancha la energía se encuentra distribuida a lo largo de todas las frecuencias.

El inconveniente de este parámetro es que depende del momento de cuarto orden y su estimación es muy susceptible a los valores que tienden hacia las altas frecuencias. Además, se ha demostrado que este parámetro no es representativo para espectros que definen un estado de mar.

Por lo anterior, Longuet-Higgins propuso otro parámetro de anchura espectral que depende de momentos de orden inferior.

$$\nu = \left[\frac{m_0 m_2}{m_1^2} - 1 \right]^{1/2} \quad (1.21)$$

Otro parámetro que define la forma del espectro es la agudeza de pico, Q_p , propuesto por Goda (1970).

$$Q_p = \frac{2}{m_0} \int_0^{\infty} f(S(f))^2 df \quad (1.22)$$

Según Goda, Q_p es cercano a 2 para olas generadas por viento.

Asimismo, se puede estimar el periodo medio de las olas a partir del espectro, mediante las siguientes expresiones:

$$T_{01} = \frac{m_0}{m_1} \quad (1.23)$$

$$T_{02} = \sqrt{\frac{m_0}{m_2}} \quad (1.24)$$

1.3 DISTRIBUCIONES ESTADÍSTICAS DE UN ESTADO DE MAR

1.3.1 DISTRIBUCIONES DE ALTURA DE OLAS

La altura de ola es uno de los parámetros más importantes para el diseño de estructuras y para evaluar el grado de seguridad que éstas presentan.

Dentro de las distribuciones de alturas de olas destacan las siguientes:

1.3.1.1 *Distribución de Rayleigh*

La distribución de Rayleigh supone que hay una correlación perfecta entre una cresta y el valle siguiente, es decir, si se tiene una cresta grande el siguiente valle también va a ser grande (Dean R. y Dalrymple A, 1991). Esta distribución adimensional de alturas de ola, $p(\xi)$, se define como:

$$p(\xi) = 2\xi e^{-\xi^2} \quad (1.25)$$

donde $\xi = H / H_{rms}$.

1.3.1.2 *Distribución de Tayfun*

Tayfun (1981) propone una ecuación para altura de olas que está limitada por la rotura de la misma y un parámetro N_T que combina el estado de mar con la profundidad.

Esta distribución supone que existe una mediana correlación entre la cresta y el valle siguiente, pero existe una pequeña probabilidad de que el valle pueda ser mediano o pequeño.

El parámetro N_T está relacionado con el estado de mar y es función del periodo de la ola y de la profundidad. Si el parámetro N_T tiende a infinito, entonces se tiene un estado de mar SWELL (fuera del área de generación) y la distribución de Tayfun se iguala a la de Rayleigh

La distribución propuesta por Tayfun es la siguiente:

$$p(\xi, N_T) = \xi \int_0^{\infty} u J_0^{N_T} \left(\frac{u}{N_T^{1/2}} \right) J_0(\xi u) du \quad 0 \leq \xi \leq N_T^{1/2} \quad (1.26)$$

$$p(\xi, N_T) = \xi \left[1 - \frac{4}{\pi} \cos^{-1} \left(\frac{N_T^{1/2}}{\xi} \right) \right] \int_0^{\infty} u J_0^{N_T} \left(\frac{u}{N_T^{1/2}} \right) J_0(\xi u) du \quad N_T^{1/2} \leq \xi \leq 2N_T^{1/2} \quad (1.27)$$

donde:

N_T es el parámetro de Tayfun que se define como:

$$N_T = \left(\frac{\pi \tanh(k_0 h)}{7\sqrt{2} k_0 \sqrt{2m_0}} \right) \quad 0 \leq \xi \leq N_T^{1/2} \quad (1.28)$$

donde:

J_0 es la Función de Bessel de orden cero.

u es una variable muda

k_0 es el número de onda asociado a la frecuencia media, el cual puede obtenerse a través de la siguiente ecuación:

$$\frac{\sigma^2 h}{g} = k_0 h \tanh k_0 h \quad (1.29)$$

1.3.1.3 *Distribución de Carter*

Carter (1981) propone una ecuación para la distribución de alturas de ola, la cual supone que no existe ninguna correlación entre crestas y valles consecutivos, es decir, dada una cresta grande el siguiente valle tiene igual probabilidad de ser grande, pequeño o mediano.

La probabilidad de excedencia propuesta por Carter es la siguiente:

$$P(H \geq H_0) = 1 - \left(e^{-8\left(\frac{H_0}{H_s}\right)^2} + 2\sqrt{\pi} \frac{H_0}{H_s} e^{-4\left(\frac{H_0}{H_s}\right)^2} \operatorname{erf}\left(\frac{2H_0}{H_s}\right) \right) \quad (I.30)$$

donde: *erf* es la función error, expresada como:

$$\operatorname{erf}(x) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^x e^{-u^2} du \quad (I.31)$$

En un análisis realizado por Green en 1994, se llegó a la conclusión de que en un estado de mar SEA (muy desordenado), la ecuación de Carter es la que mejor representa el fenómeno. En un estado de mar un poco más ordenado la distribución de Tayfun es la que mejor se ajusta y en un estado de mar muy ordenado (SWELL), la distribución de Rayleigh puede utilizarse adecuadamente.

1.3.2 **DISTRIBUCIONES CONJUNTAS ALTURA - PERIODO**

Anteriormente, no se tomaba en cuenta el periodo de las olas para el diseño de estructuras marítimas, sin embargo, estudios recientes han demostrado la importancia del periodo de las olas en fenómenos, tales como; el ascenso máximo o *run-up* y la estabilidad de piezas en un rompeolas. Esto ha generado un gran interés en el conocimiento de las distribuciones de probabilidad conjuntas de periodo y altura de ola.

1.3.2.1 *Distribución de Cavanié et al*

En 1976, Cavanié, Arhan y Ezraty propusieron una distribución teórica basada en un modelo gaussiano de banda estrecha, que toma en cuenta la asimetría en la distribución de los periodos.

$$P(h, \tau) = \frac{\alpha^3 h^2}{4 \sqrt{2\pi\varepsilon} (1-\varepsilon^2)^{-4} \tau^5} e^{-\frac{h^2(\tau\bar{\tau})^2}{8\varepsilon^2} [(\tau^2\bar{\tau}^2 - \alpha^2)^2 + \beta^2\alpha^2]} \quad (1.32)$$

donde:

$$h = \frac{H}{\sqrt{m_0}}, \quad \tau = \frac{T}{T_c \bar{\tau}}, \quad T_c = \frac{2\pi}{\alpha_c} \sqrt{\frac{m_2}{m_1}}$$

$$\bar{\tau} = \left(\frac{T}{T_c}\right) ; \quad \text{si } \varepsilon \leq 0.95 \quad \bar{\tau} = 1$$

$$\alpha_c = \frac{1}{2}(1 + \sqrt{1 - \varepsilon^2}), \quad \beta^2 = \frac{\varepsilon^2}{1 - \varepsilon}$$

Esta fórmula fue obtenida midiendo el periodo de la ola entre cresta y cresta, T_c , por lo que no es correcto utilizarla para olas definidas por el método de pasos ascendentes por cero (Battjes 1977). Sin embargo, Goda (1978) señala que aún en estos casos daba buenos resultados.

1.3.2.2 Distribución de Longuet - Higgins (1983)

Longuet - Higgins, propone una distribución basada en un espectro de banda angosta, que tiene las mismas características que la de Cavanié et al, pero tiene la ventaja de utilizar un parámetro de anchura espectral de menor orden.

$$p(R, \tau) = \left(\frac{2}{v\pi^{1/2}}\right) \left(\frac{R^2}{\tau^2}\right) e^{-R^2 \left(1 + \frac{1}{v^2}\right) \left(1 - \frac{1}{\tau^2}\right)} L(v) \quad (1.33)$$

donde:

$$\tau = \frac{T}{T}, \quad R = \frac{H/2}{\sqrt{2m_0}}$$

$$\frac{1}{L(v)} = \frac{1}{2} \left[1 + \left(1 + v^2\right)^{-1/2} \right]$$

$$\bar{T} = \frac{m_0}{m_1}$$

1.3.3 DISTRIBUCIONES DE PERIODOS DE OLAS

Las distribuciones de periodos de olas se derivan de las distribuciones conjuntas de periodo y altura, por lo tanto, lo señalado para esas distribuciones también es válido para las distribuciones de periodos de olas.

1.3.3.1 *Distribución de Bretschneider (1959)*

Bretschneider determinó que la distribución de Rayleigh se puede aplicar al cuadrado de periodos y propuso la siguiente ecuación:

$$p(T) = 2.7 \frac{T^3}{T^4} e^{-675 \left[\frac{T}{T} \right]^4} \quad (1.34)$$

1.3.3.2 *Distribución de Longuet-Higgins (1975)*

$$p(T) = \frac{T_{01}^2 v^2}{2 \left[v^2 T_{01}^2 + (T - T_{01})^2 \right]^{3/2}} \quad (1.35)$$

1.3.3.3 *Distribución de Cavanié et al (1976)*

$$p(T) = \frac{T \bar{\delta}^2 \beta^2 \alpha^3}{\bar{T}^2 \left[\alpha^4 \beta^4 + \left(\frac{\bar{\delta}^2 T^2}{\bar{T}^2} - \alpha^2 \right)^2 \right]^{3/2}} \quad (1.36)$$

donde:

$$\delta = \frac{T}{T}$$

1.3.3.4 *Distribución de Longuet-Higgins (1983).*

$$p(T) = \frac{L(v)\bar{T}}{2vT^2} \left[1 + \left(1 - \frac{\bar{T}}{T} \right)^2 \frac{1}{v^2} \right]^{-\frac{3}{2}} \quad (1.37)$$

1.4 MODELOS ESPECTRALES DE UN ESTADO DE MAR

Los modelos espectrales están basados, generalmente, en uno o más parámetros. El modelo espectral (de un parámetro) más conocido es el modelo de Pierson- Moskowitz (1964). Dentro de los modelos que utilizan dos parámetros destacan los siguientes: el modelo de Bretschneider (1969), el ISSC (International Ship Structures, 1964) y el ITTC (International Towing Tank Conference, 1966,1969 y1972). El espectro JONSWAP y el espectro TMA dependen de cinco parámetros, pero usualmente tres de ellos son considerados constantes. (Silva R. 1991).

1.4.1 ESPECTRO PIERSON-MOSKOWITZ

En 1964, Pierson y Moskowitz, para representar estados de mar completamente desarrollados, generados por viento; desarrollaron la siguiente formulación:

$$S(f) = 8.1 \times 10^{-3} (2\pi)^{-4} g^2 f^{-5} e^{-0.242 \left(2\pi U_{19.5} \frac{f}{g} \right)^4} \quad (1.38)$$

donde :

- $U_{19.5}$ es la velocidad del viento a 19.5 m sobre la superficie del mar.
- g es la aceleración de la gravedad
- f es la frecuencia del oleaje

1.4.2 MODELO ESPECTRAL DE DOS PARÁMETROS.

1.4.2.1 Espectro de Bretschneider

Este modelo supone que el espectro es de banda angosta y las alturas de ola individuales y periodos, siguen una distribución Rayleigh:

$$S(f) = 0.128 H_s^2 \left(\frac{f_s^4}{f^5} \right) e^{\left[-0.675 \left(\frac{f}{f_s} \right)^4 \right]} \quad (1.39)$$

donde:

$$\begin{aligned} f_s &= 1/T_s \\ T_s &= 0.946 T_p \\ f_p &= 0.00408 g / H_s \\ T_p &\text{ es el periodo de pico espectral} \end{aligned}$$

1.4.3 MODELOS ESPECTRALES DE CINCO PARÁMETROS.

1.4.3.1 Espectro JONSWAP^P

Este modelo, fue propuesto por Hasselman en 1973 y se conoce como JONSWAP por sus siglas en inglés (Joint North Sea Wave Project), está formulado para estados de mar generados por viento, con fetch limitado y para profundidad de agua indefinida.

El espectro JONSWAP se expresa de la siguiente manera:

$$S_J(f) = S_p(f) \phi_{PM}(f/f_p) \phi_J(f, f_p, \gamma, \sigma) \quad (1.40)$$

donde:

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

$$\phi_{PM}(f/f_p) = e^{-\frac{5}{4} \left(\frac{f}{f_s} \right)^{-4}}$$

$$\phi_J = \gamma \cdot e^{\left(\frac{-(f-f_p)^2}{2\sigma^2 f_p^2} \right)}$$

ϕ_J es el factor de forma del espectro JONSWAP

$$\sigma = 0.07 \text{ si } f \geq f_p \text{ y } \quad \sigma = 0.09 \text{ si } f_p > f$$

$\gamma = 0.3$, factor de forma de pico del espectro

$$\alpha = 0.067 (\bar{x})^{-0.22}$$

$$\bar{x} = \frac{g x}{U_{10}^2}, \text{ Fetch adimensional}$$

$$x = \text{Fetch}$$

U_{10} es la Velocidad del viento a 10m sobre la superficie

Con las expresiones anteriores el espectro tiene un fetch limitado, es decir, el estado de mar aún no se encuentra completamente desarrollado.

1.4.3.2 Espectro TMA (1985)

En un estudio de oleaje se analizaron alrededor de 2800 espectros de oleaje producidos en agua de poca profundidad; para llevar a cabo este estudio se tuvieron tres fuentes de información: TEXEL, MARSEN y ARSLOE. De sus iniciales se eligió el nombre TMA. El espectro TMA fue presentado por Günter et al en 1985.

Los datos de TEXEL fueron obtenidos por el barco-faro Texel cerca de Holanda a 30m de profundidad y la estación Euro-5 (20 m de profundidad). Los datos de MARSEN fueron obtenidos de dos estaciones entre los 10 y 50m de profundidad, sobre la costa norte de Alemania. Estas estaciones estaban expuestas al oleaje del Mar del Norte. Los datos de ARSLOE provienen de las costas de Carolina del Norte, con profundidades variables con un máximo de 40 m.

Este espectro se utiliza para determinar los cambios que sufre un espectro al propagarse en aguas someras. El espectro TMA se define a partir del JONSWAP, de la siguiente manera:

$$S_{TMA} = S_J(f) \phi_k(\omega_H) \quad (1.41)$$

donde:

$$\phi_k(\omega_H) = \tanh^2(kh) \left[1 + \frac{2kh}{\sinh(kh)} \right]$$

k se evalúa a partir de la relación de dispersión, $(2\pi f)^2 = g k \tanh(kh)$.

1.4.4 ESPECTROS DIRECCIONALES (SILVA R. 1997)

Un espectro direccional representa la distribución de energía del oleaje no sólo en el dominio frecuencial, sino también en el direccional. Generalmente se expresa como:

$$S(f; \theta) = S(f) G(f; \theta) \quad (1.42)$$

donde:

$S(f; \theta)$ es la función de densidad espectral del oleaje direccional o simplemente espectro de oleaje direccional, y $G(f; \theta)$ es la función de distribución direccional, o distribución angular.

La función $G(f; \theta)$, representa la distribución direccional de energía del oleaje y se ha comprobado que varía con la frecuencia, aunque unas formulaciones no lo tomen en cuenta. La función de distribución angular es adimensional y se normaliza de la siguiente manera:

$$\gamma \int_{-\pi}^{\pi} G(f; \theta) d\theta = 1 \quad (1.43)$$

donde γ se usa como función de pico.

Con base en datos medidos en varias pruebas de campo, Mitsuyasu et al. (1975), propusieron la siguiente expresión:

$$G(f; \theta) = \left[\int_{\theta_{\min}}^{\theta_{\max}} \cos^{2s}(\theta/2) d\theta \right]^{-1} \quad (1.44)$$

Esta expresión tiene como característica el parámetro s , que representa el grado de concentración de energía por direcciones y adquiere un valor máximo alrededor de la frecuencia pico espectral. El valor de s decrece a medida que el valor de la frecuencia se aleja de la frecuencia pico.

Con fines de aplicación en ingeniería, Goda y Suzuki modificaron la expresión original introduciendo el valor de pico s_{\max} , en lugar de s .

$$s = \begin{cases} s_{\max} \left(\frac{f}{f_p} \right)^{-2.5} & : f \geq f_p \\ s_{\max} \left(\frac{f}{f_p} \right)^5 & : f \leq f_p \end{cases} \quad (1.45)$$

1.5 RESUMEN DEL CAPÍTULO 1 (ANÁLISIS Y PREDICCIÓN DEL OLEAJE)

El capítulo se dividió, en cuatro secciones:

1. *El oleaje, descripción e hipótesis básicas.* En esta sección se define lo que es el fenómeno y se mencionan algunas de las características que se utilizan para describirlo.
2. *Descripción de un estado de mar.* Se define lo que es un estado de mar desde el punto de vista estadístico y espectral, además se mencionan los parámetros estadísticos y espectrales que se utilizan para su definición.
3. *Distribuciones estadísticas de un estado de mar.* Se definen las principales funciones de distribución de probabilidad que se utilizan en el análisis del oleaje.
4. *Modelos espectrales de un estado de mar.* En esta sección se definen los principales tipos de espectros de oleaje, así como sus características.

A partir del análisis del oleaje, se concluye, que dada la complejidad del fenómeno es necesario considerarlo como un proceso: estocástico, ergódico y gaussiano, esto con el fin de hacer posible su estudio.

Además el proceso del oleaje puede estudiarse desde dos puntos de vista: mediante un análisis estadístico o mediante un análisis espectral.

En el análisis estadístico se encuentran varias distribuciones de probabilidad para las alturas de ola, dentro de las que destacan la distribución de Tayfun y la distribución de Rayleigh, siendo esta última una función de distribución de banda angosta. La primera considera que existe una estrecha correlación entre una ola y la siguiente y en la segunda, no se tiene esta consideración, no hay correlación entre una ola y la siguiente, es decir, después de una ola grande existe la probabilidad de que la siguiente ola sea pequeña o grande.

En el análisis espectral se tienen varios modelos y su elección dependerá del sitio de interés y de las condiciones oceanográficas. Por ejemplo, el espectro TMA ha dado buenos resultados en aguas poco profundas y el JONSWAP para aguas profundas (Pedrozo 1999).

Para el análisis del oleaje, lo más conveniente es tener registros históricos de oleaje del sitio de interés, cuando esto no es posible, es recomendable usar la función de distribución de alturas de ola propuesta por Tayfun ya que toma en cuenta la profundidad a la que se desplantará la estructura.

Por último, es importante tener en mente que el proceso del oleaje se puede estudiar mediante un modelo estadístico a partir de parámetros espectrales y viceversa.

II FLUJO DEL OLAJE EN ESTRUCTURAS CON TALUDES RUGOSOS

El flujo en estructuras se puede dividir en cinco procesos: ascenso máximo, descenso máximo, rebase, transmisión y reflexión. Cada uno de estos procesos es función de las características del oleaje, profundidad del agua al pie de la estructura, pendiente de la playa, pendiente, forma y rugosidad de la estructura.

Debido a la gran cantidad de variables involucradas, el flujo del oleaje aún no se ha podido estimar teóricamente; por tal motivo, se han hecho diversas aproximaciones y simplificaciones al problema. Varios investigadores han desarrollado múltiples experimentos en campo y laboratorio y han generado una serie de herramientas útiles para la estimación de estos fenómenos, contribuyendo con ello a un mejor diseño de este tipo de estructuras. A continuación se describirán cuatro de los procesos que se presentan en el flujo de estructuras con taludes rugosos.

II.1 ASCENSO MÁXIMO

II.1.1 DEFINICIÓN DEL ASCENSO MÁXIMO

Se denomina ascenso máximo al proceso mediante el cuál el oleaje asciende sobre el talud del rompeolas, sin que éste llegue a alcanzar la cota de coronación y se mide en vertical desde el nivel medio del mar hasta la altura máxima alcanzada por la lámina de agua. Figura II.1

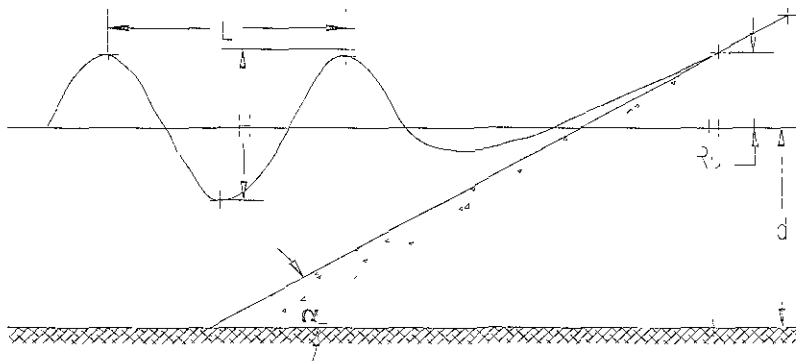


Figura II.1 Ascenso máximo en estructuras con talud rugoso

El ascenso máximo es uno de los principales factores que intervienen en el diseño geométrico de estructuras de protección costera, ya que sirve para determinar la altura del bordo libre necesaria para evitar rebases en rompeolas. El conocer la magnitud del ascenso máximo esperado nos lleva a un diseño, en el que la altura del bordo libre es lo suficientemente grande

para lograr la protección deseada y al mismo tiempo lo más pequeña posible, con el fin de disminuir los costos en la construcción.

II.1.2 ANTECEDENTES DE LOS ESTUDIOS EXPERIMENTALES REALIZADOS PARA DETERMINAR EL ASCENSO MÁXIMO EN TALUDES

Para resolver el problema de determinar el ascenso máximo de diseño se han desarrollado diversas investigaciones, dentro de las que destacan las siguientes:

En 1979 Ali Riza Günbak, presenta un informe a la División de Ingeniería de Puertos y Océanos de la Universidad de Trondheim, Noruega; titulado "Rubble Mound Breakwaters". En este informe, Günbak (Figuras II.2 y II.3) presenta una serie de experimentos desarrollados por él mismo y por otros investigadores, tales como: Hudson (1958), Jackson (1968), Dai y Kamei (1969), Wallingford (1970) y Carver (1977).

Los ensayos se realizaron para diques con taludes lisos y rugosos, permeables e impermeables y con diferentes tipos de piezas para el revestimiento; en los ensayos se muestra el *run up* adimensionalizado obtenido, éste en función del número de Iribarren definido como:

$$I_r = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H/L_0}} \tag{II.1}$$

donde α es el ángulo del talud de la estructura y L_0 es la longitud de onda para aguas profundas, dada por la teoría lineal de Airy.

Günbak, desarrolló sus experimentos en un rompeolas de escollera con talud de 1:2.5. En la figuras II.2, II.3 y II.4 se observa que el *run up* aumenta continuamente al aumentar los valores de I_r , para valores de $I_r < 3$. En el rango de $3 < I_r < 4$ el incremento es más suave. Además se muestra el ajuste al modelo exponencial propuesto por Losada, ecuación II.3.

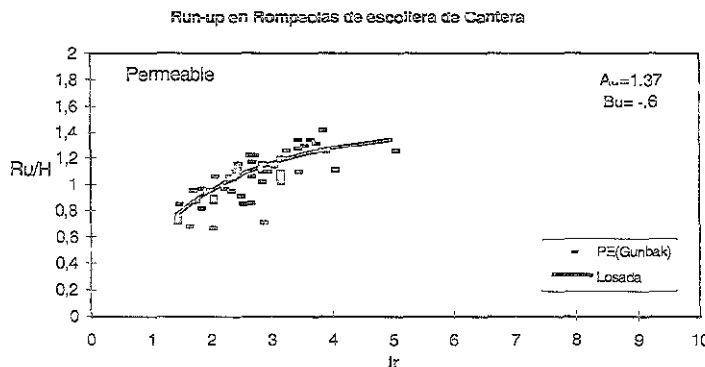


Figura. II.2 *run-up* en escollera de cantera, obtenido para $d/H > 3$, según Günbak 1976.

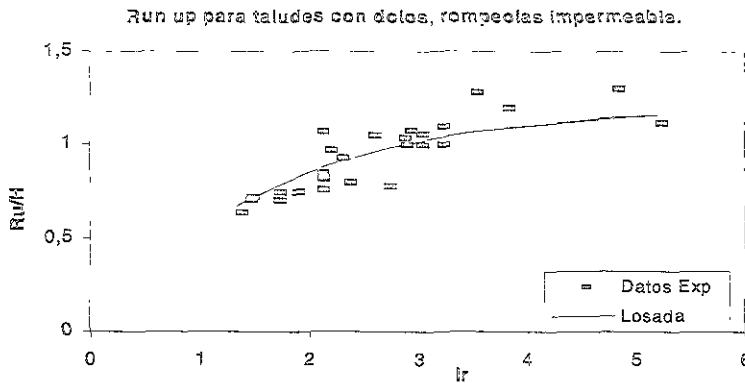


Figura II.3 Datos experimentales del *run-up* en taludes de dolos, obtenidos en Wallingford (1970)

Cabe destacar que los ensayos realizados se llevaron a cabo mediante la acción del oleaje regular.

En 1980, William N. Seelig desarrolló una serie de experimentos con el fin de obtener el ascenso máximo en rompeolas impermeables. Los resultados de sus ensayos los ajusta a la ecuación desarrollada por Ahrens y Macartney en 1975:

$$\frac{Ru}{H} = \frac{a_{Ah} I_r}{1 + b_{Ah} I_r} \tag{II.2}$$

donde: a_{Ah} y b_{Ah} son coeficientes empíricos.

Los valores de a_{Ah} y b_{Ah} recomendados se muestran en la tabla 1.

Tipo de coraza	a_{Ah}	b_{Ah}
Dos capas de escollera	0.956	0.398
Dos capas de dolos	0.988	0.703

Tabla II.1 Coeficientes empíricos para rompeolas con $1.5 \leq \cot \alpha \leq 5$

En 1987, John P. Ahrens et al., obtienen los coeficientes a_{Ah} y b_{Ah} para rompeolas impermeables con coraza de escollera sin clasificar (*Rip-rap*). Estos coeficientes fueron obtenidos bajo la acción de oleaje regular e irregular. Los resultados de los ensayos realizados se muestran en la figura II.4.

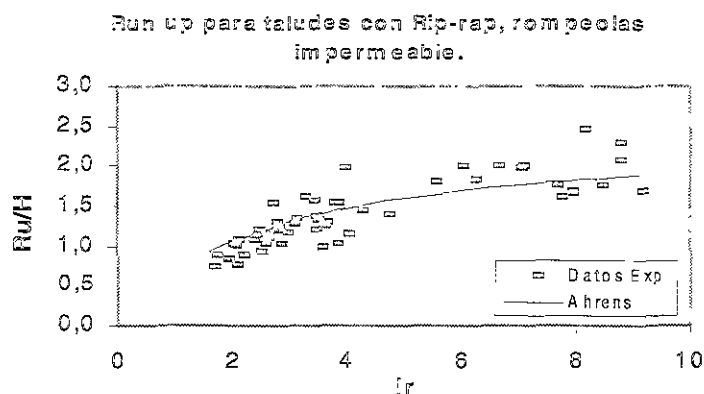


Figura II.4 Run up en escoliera sin clasificar, según Ahrens, 1987. Dique impermeable.

En 1985 N. W. H. Allsop et al., desarrollaron una serie de pruebas para determinar el ascenso máximo en taludes rugosos y lisos de rompeolas impermeables. Los ensayos se realizaron para distintos tipos de recubrimientos, tales como: tetrápodos, cubos antiher, stabits, diodos y sheds. Los modelos se probaron bajo la acción de oleaje irregular y los resultados obtenidos se adimensionalizaron con la H_s y la $H_{2\%}$. Estos resultados se ajustaron a ecuaciones empíricas existentes, tales como; las propuestas por Ahrens y Losada (figuras II.3 y II.4). Sin embargo, los resultados muestran una mayor dispersión que los obtenidos por otros investigadores y no se especifica claramente a qué se deben estas discrepancias.

Losada y Giménez Curto (1981), proponen un modelo experimental para el ascenso máximo dado por la expresión:

$$\frac{Ru}{H} = A_u (1 - e^{-B_u I_r}) \quad (II.3)$$

donde:

A_u y B_u son coeficientes de ajuste que dependen del tipo de las piezas.

En la tabla 2 aparecen los coeficientes de ajuste propuestos por Losada y Giménez-Curto, para distintos tipos de piezas.

Tipo de pieza	A_u	B_u
Escollera sin clasificar	1.8	-0.46
Escollera clasificada	1.37	-0.60
Tetrápodos	0.93	-0.75
Dolos	0.70	-0.82
Quadrípodos	0.93	-0.75
Cubos	1.5	-0.67

Tabla II.2 Coeficientes de ajuste para el modelo exponencial de ascenso máximo, según Losada y Giménez Curto (1990).

Por otra parte, cabe destacar, que se analizaron los modelos matemáticos propuestos por Ahrens y Macartney, y el de Losada, observando que ambos presentan un comportamiento muy similar dentro del rango $0 < Ir < 10$.

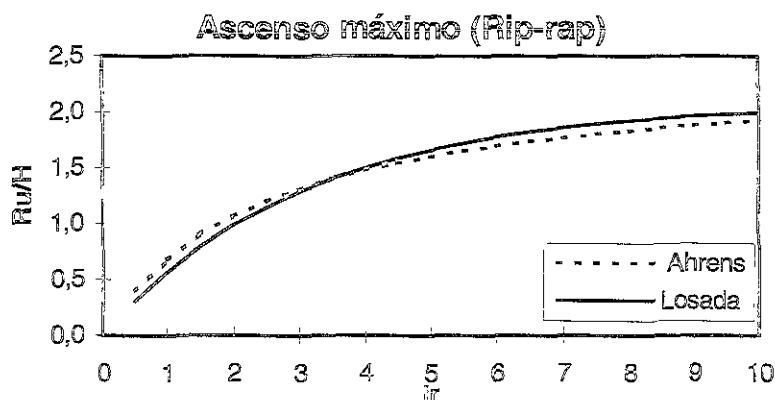


Figura II.5 Comparación entre las formulaciones de Ahrens y Losada

Lo anterior se puede observar claramente en la figura II.5. Ambos modelos dependen de dos parámetros, uno de forma y uno de escala; en la literatura se reportan más pares de parámetros obtenidos por Losada, por lo que se decide ampliar la gama de valores A_u y B_u para tener más versatilidad en el diseño de rompeolas.

II.1.3 OBTENCIÓN DE LOS COEFICIENTES DE AJUSTE DEL MODELO DE LOSADA Y GIMÉNEZ - CURTO PARA ROMPEOLAS IMPERMEABLES.

Diversos investigadores han demostrado que los datos experimentales obtenidos para la determinación del ascenso máximo, presentan un comportamiento similar al modelo exponencial propuesto por Losada y Giménez-Curto. Por lo tanto, en el presente estudio se

determinarán los coeficientes de ajuste al modelo exponencial para rompeolas impermeables, dado que Losada y Giménez-Curto sólo presentan coeficientes de ajuste para rompeolas homogéneos.

Para llevar a cabo este estudio se analizaron los resultados de distintos ensayos realizados por diversos investigadores, tales como; Günbak (1976), Ahrens (1987), Seelig (1980), Investigadores de Wallingford (Günbak 1976) y Losada (1990). Los resultados obtenidos se muestran en la tabla II.3 y en la figura II.6.

ESTRUCTURA		PERMEABLE		IMPERMEABLE		Referencia
Material	Porosidad	Au	Bu	Au	Bu	
Rip-rap	0.32	1.8	-0.46	2.08	-0.32	Ahrens, 1980
Escollera	0.40	1.37	-0.60	1.85	-0.41	Seelig, 1980
Cubos	0.47	1.05	-0.75			
Tetrapodos	0.50	.934	-0.75			
Quadripodos	0.50	.934	-0.75	1.4	-0.45	Jackson, 1968
Dolos	0.56	.70	-0.82	1.216	-0.60	Wallingford, 1970

Tabla II.3 Coeficientes de ajuste Au y Bu para el modelo exponencial de Losada. Compilados por Losada (1990) y García (1998)

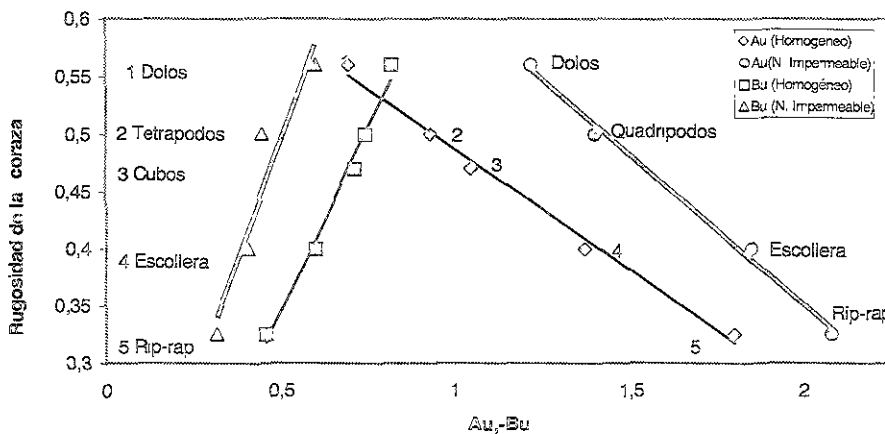


Figura II.6 Coeficientes Au y Bu en función de la rugosidad de la estructura

Las rectas de la figura II.6 tienen la siguiente forma:

Rompeolas con núcleo impermeable

$$Au = -3.825n + 3.344 \quad (\text{II.4})$$

$$Bu = -1.569n + 0.037 \quad (\text{II.5})$$

Rompeolas con núcleo permeable

$$Au = -4.706n + 3.293 \quad (\text{II.6})$$

$$Bu = -1.179n + 0.081 \quad (\text{II.7})$$

donde:

n es la rugosidad de la coraza

Del ajuste de los resultados obtenidos por diversos investigadores al modelo exponencial propuesto por Losada, con el fin de determinar los parámetros Au y Bu , se observa que dichos parámetros varían linealmente con la rugosidad del manto principal de la coraza Fig. II.6. El error estándar máximo obtenido, EE, resultado de este ajuste fue de 0.2483 y corresponde a los ensayos realizados por Jackson, 1968, en diques con coraza de quadripodos.

Con ayuda de la figura II.6 se pueden determinar los valores de los coeficientes Au y Bu , si se conoce la rugosidad de las piezas a utilizar en la coraza. Sustituyendo estos valores en el modelo exponencial propuesto por Losada, se determina el ascenso máximo en taludes rugosos para varios tipos de piezas y diferentes rugosidades, bajo la acción de oleaje monocromático.

II.1.4 ASCENSO MÁXIMO UTILIZANDO OLEAJE IRREGULAR.

Dentro de los trabajos realizados para determinar el ascenso máximo en rompeolas, bajo la acción de oleaje irregular, destacan los siguientes:

II.1.4.1 Método de van der Meer.

En 1988, van der Meer realizó una serie de ensayos de laboratorio, con el fin de medir el ascenso máximo y la estabilidad de piezas sobre el talud de un dique. Los ensayos se llevaron a cabo bajo la acción de oleaje irregular, en diques homogéneos, permeables e impermeables. Después de analizar sus datos experimentales, van der Meer, propone ajustarlos a tres curvas.

FLUJO DEL OLEAJE EN ESTRUCTURAS CON TALUDES RUGOSOS

Los parámetros de que dependen estas curvas están dados para algunas probabilidades de excedencia (tabla II.4).

Las ecuaciones de las curvas propuestas son las siguientes:

$$\text{Para } Ir < 1.5 \quad \frac{Ru_x}{H_s} = a \cdot Ir \quad (\text{II.8})$$

$$\text{Para } 1.5 < Ir < 3.2 \quad \frac{Ru_x}{H_s} = b \cdot Ir^c \quad (\text{II.9})$$

$$\text{Para } Ir > 3.2 \quad \frac{Ru_x}{H_s} = d \quad (\text{II.10})$$

Los parámetros a , b , c y d dependen de la probabilidad de excedencia con la que se diseña. En la siguiente tabla se presentan los valores de estos parámetros para las probabilidades de excedencia que utilizó van der Meer (1992).

Prob. de excedencia	0.13%	1%	2%	5%	10%
A	1.14	1.01	0.96	0.86	0.77
B	1.34	1.24	1.17	1.05	0.94
C	.55	0.48	0.46	0.44	0.42
D	2.58	2.15	1.97	1.68	1.45

Tabla II.4 Parámetros para el método de Van der Meer.

II.1.4.2 Método propuesto por Silva y Govaere

En 1997, Silva y Govaere proponen una metodología para determinar el ascenso máximo en diques con taludes rugosos, sujetos a la acción del oleaje irregular, para cualquier probabilidad de excedencia. El método propuesto consiste en:

1. Determinar los valores A_u y B_u de la fórmula de Losada para el cálculo del ascenso máximo sobre el talud con oleaje regular, en función del tipo de material que se utilizará en la coraza principal.

2. Definir la profundidad del agua y la altura de ola significativa.
3. Calcular el número de Iribarren cuadrático medio I_{rms} , con el periodo medio de la ola y la H_{rms} .
4. Calcular el Ru_{rms} utilizando la fórmula de Losada. (Ecuación II.3)
5. Calcular el $Ru_{x\%}/Ru_{rms}$ (ascenso máximo para la probabilidad de excedencia deseada entre Ru_{rms}), a partir del Ru_{rms} , la profundidad y el periodo pico, utilizando la distribución de probabilidades propuesta por Tayfun. (Ecuaciones I.26 y I.27)
6. Multiplicar el resultado del paso 5 por Ru_{rms} para obtener el ascenso máximo.

En las figuras II.7a y II.7b, se presenta la comparación entre el método propuesto por van der Meer y el de Silva.

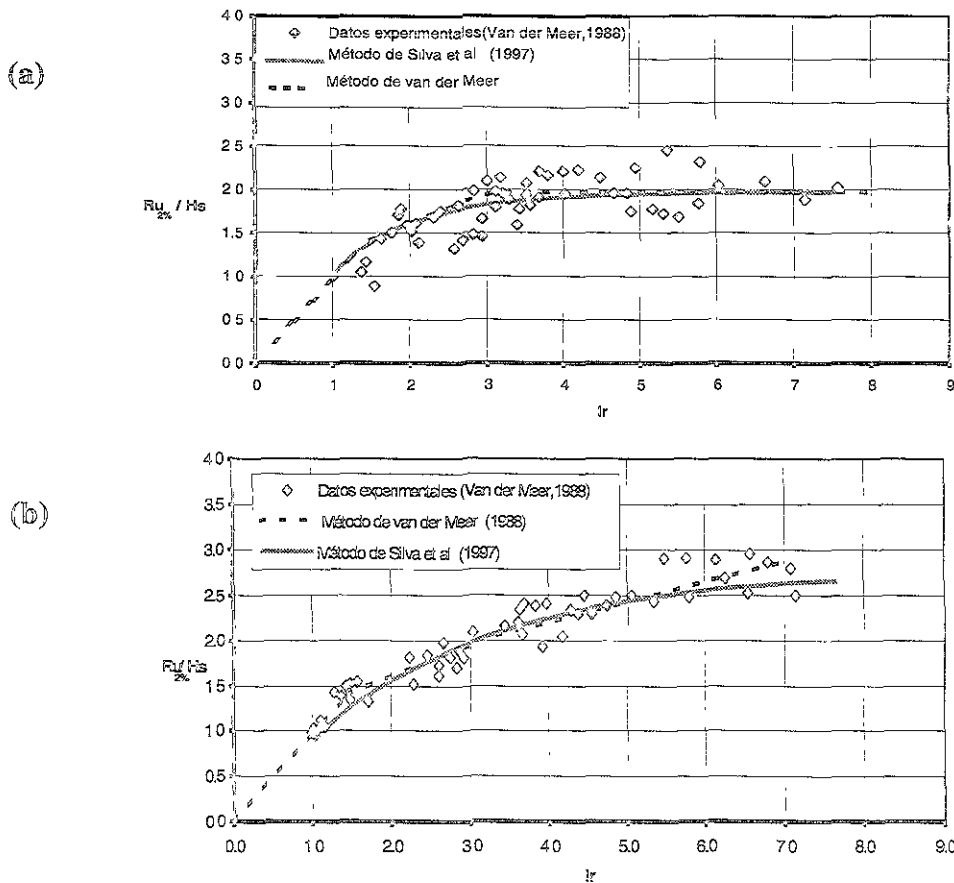


Figura II.7 Comparación entre el método de van der Meer y el de Silva, para a) diques homogéneos y b) diques con núcleo

II.2 DESCENSO MÁXIMO

II.2.1 DEFINICIÓN DEL DESCENSO MÁXIMO

El descenso máximo, Rd , se define como la mínima elevación que el agua puede alcanzar al incidir el oleaje en la estructura. El descenso máximo, al igual que el ascenso máximo, se mide a partir del nivel medio del mar. Si el descenso del oleaje queda por arriba del nivel medio del mar, entonces, adquirirá valores positivos, de lo contrario, el descenso máximo tomará valores negativos. Fig II.8

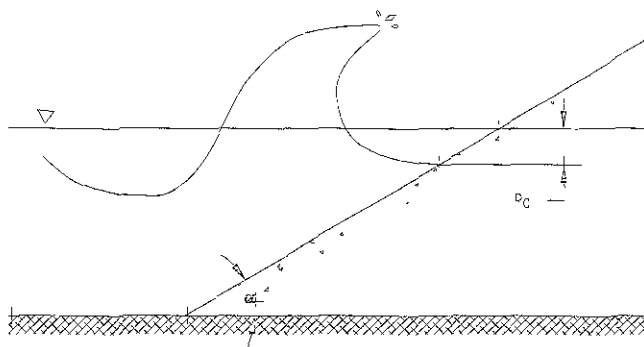


Figura II.8 Descenso máximo en estructuras con taludes rugosos

El descenso máximo sirve para determinar la máxima distancia debajo del nivel medio del agua (si Rd es negativo) en donde se tendrán las velocidades más grandes, y por ende, el lugar donde se deberán colocar las piezas de mayor peso.

Varios de los investigadores que llevaron a cabo ensayos para determinar el ascenso máximo en taludes rugosos, también lo hicieron así, para determinar el descenso máximo; algunos de sus resultados se presentan en las figuras II.9 y II.10.

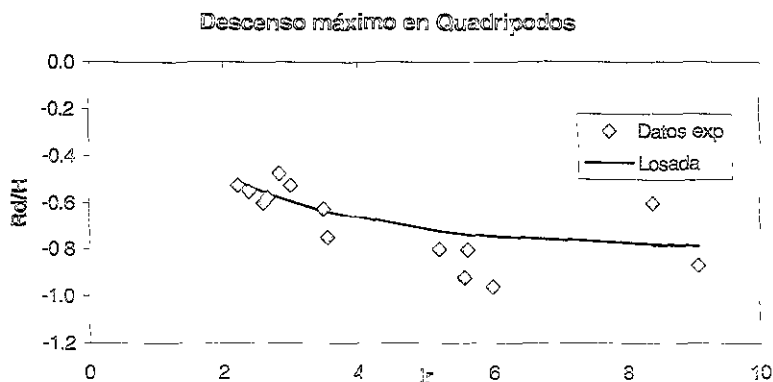


Figura II.9 Datos experimentales obtenidos por Dai y Kamel en 1969 y ajuste de la ecuación de Losada.

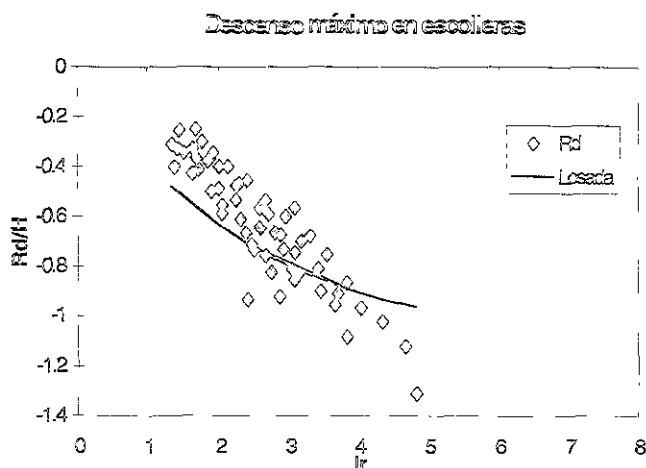


Figura II.10 Datos experimentales obtenidos por Jackson en 1968, y ajuste de Losada.

II.2.2 FORMULACIÓN PROPUESTA POR LOSADA Y GIMÉNEZ CURTO PARA DETERMINAR EL DESCENSO MÁXIMO

Al igual que para el ascenso máximo, Losada y Giménez Curto, propusieron un modelo experimental para el descenso máximo (Losada M.A., 1990) :

$$\frac{R_d}{H} = A_d (1 - e^{B_d l_r}) \tag{II.11}$$

donde:

- R_d es el descenso máximo
- A_d y B_d son coeficientes de ajuste al modelo exponencial.

En la siguiente tabla se presentan los coeficientes de ajuste para el modelo exponencial de descenso máximo.

Tipo de pieza	A_d	B_d
Escollera sin clasificar	-1.10	-0.30
Escollera clasificada	-0.85	-0.43
Tetrápodos	-0.80	-0.45
Dolos	-0.75	-0.49
Quadrípodos	-0.80	-0.45
Cubos	-0.72	-0.42

Tabla II.5 Coeficientes de ajuste para el modelo exponencial de descenso máximo, según Losada (1990).

Como se observa en las figuras II.10 y II.11, el modelo exponencial de Losada y Giménez Curto para el descenso máximo, *run down*, tal vez no presenta tan buenos resultados como el del ascenso máximo; no obstante, estos resultados pueden utilizarse para un diseño preliminar.

II.3 TRANSMISIÓN

Cuando un oleaje sin romper incide en una estructura, parte de la energía del oleaje es reflejada y otra parte es transmitida a través de la estructura. La cantidad de energía transmitida es función del oleaje incidente, del talud y rugosidad de la estructura, del ángulo de inclinación del oleaje con respecto a la estructura y de la porosidad de la misma.

II.3.1 DESCRIPCIÓN DE LA TRANSMISIÓN

La transmisión es la cantidad media del oleaje que sobrepasa la estructura y se expresa en m³ por metro de cresta por segundo (Figura II.11). Es importante estimar la cantidad de oleaje transmitido para el diseño de rompeolas sumergidos utilizados en la protección de playas o líneas de costa, así como para el diseño de puertos, ya que las olas de periodos largos que se transmiten a través del rompeolas, pueden causar el movimiento de barcos u otros objetos flotantes.

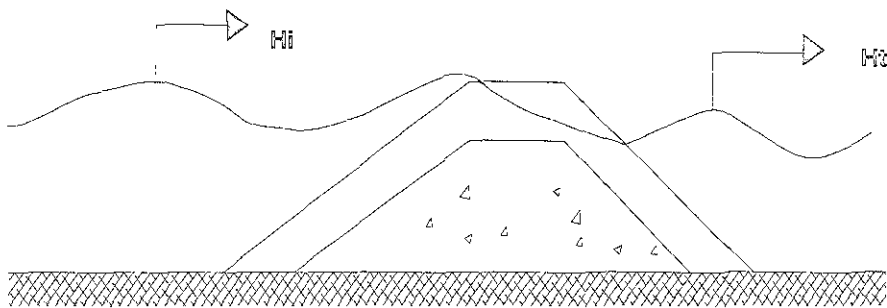


Figura II.11 Transmisión del oleaje en estructuras con taludes rugosos

II.3.2 COEFICIENTE DE TRANSMISIÓN

El coeficiente de transmisión, K_t , se define en términos de las alturas de ola transmitida e incidente o de las energías totales transmitidas e incidentes, de la forma siguiente:

$$K_t = \frac{H_t}{H_i} = \sqrt{\frac{E_t}{E_i}} \quad (II.12)$$

II.3.3 FORMULACIONES PARA DETERMINAR EL COEFICIENTE DE TRANSMISIÓN

II.3.3.1 Rompeolas no rebasables

Nurnata (1976) propuso la siguiente ecuación con el fin de determinar la transmisión a través de un dique, sometido a la acción de oleaje regular.

$$K_T = \frac{I}{\left[I + \frac{\alpha_T^*}{I_r} \right]}, \quad \alpha_T^* = 1.48 \left(\frac{B_s}{D} \right)^{0.66} \quad (\text{II.13})$$

donde:

- B_s es la anchura del rompeolas en el nivel medio del mar
- D es el diámetro de las piezas

II.3.3.2 Rompeolas rebasables

La transmisión, al igual que la estabilidad, es uno de los parámetros fundamentales en el diseño de diques rebasables. Una de las variables críticas de la cual depende la transmisión es la altura del bordo libre, definida como la distancia vertical entre el nivel medio del mar y el nivel de elevación de cresta del dique. Dentro de los estudios realizados para estimar la transmisión se encuentran los siguientes:

Seelig (1980), con base en datos experimentales, propone que el coeficiente de transmisión por rebase, para un rompeolas impermeable sometido a la acción del oleaje regular, puede ser estimado usando la siguiente ecuación:

$$K_t = \frac{H_t}{H_i} = C \left(1 - \frac{F}{Ru} \right) \quad (\text{II.14})$$

donde:

- F es el bordo libre
- Ru es el ascenso máximo
- C es un coeficiente empírico, expresado de la siguiente manera:

$$C = 0.51 - 0.11 \frac{B}{h} \quad (\text{II.15})$$

- B es el ancho de cresta de la estructura
- H es la altura de la estructura

La ecuación anterior es válida para cuando $0 < B/H_s < 3.2$

Según Seelig, la ecuación II.14 subestima ligeramente el coeficiente de transmisión para rompeolas sumergidos con pendientes de fondo de 1 a 15, una fórmula, revisada por él mismo, para estos casos es la siguiente:

$$K_t = C \left(1 - \frac{F}{Ru} \right) - (1 - 2C) \cdot \frac{F}{Ru} \quad (\text{II.16})$$

En 1990, van der Meer analizó los resultados experimentales obtenidos por Seelig (1980), Powell y Allsop (1985), Daemrich and Kahle (1985), Ahrens (1987) y los suyos realizados en 1988; con el fin de determinar un método simple para la estimación del coeficiente de transmisión. Las ecuaciones a que van der Meer llegó son las siguientes:

Para: $-2.0 < \frac{F}{H_s} < -1.13$ $K_t = 0.80$ (II.17)

Para: $-1.13 < \frac{F}{H_s} < -1.2$ $K_t = 0.46 - 0.3 \frac{F}{H_s}$ (II.18)

Para: $1.2 < \frac{F}{H_s} < 2.0$ $K_t = 0.10$ (II.19)

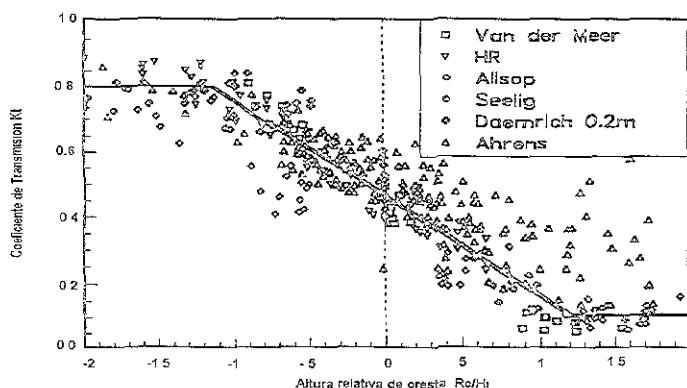


Figura. II.12 Coeficiente de transmisión del oleaje vs altura relativa de la cresta.

La figura II.12 muestra la dispersión que se tiene al estimar la transmisión de esta manera, además, resalta que el coeficiente de transmisión no alcanza el valor de 1, aún en estructuras relativamente bajas y es mayor a cero en estructuras con altura de bordo libre considerable.

En 1991 Deamen, en su tesis de maestría, atribuye que parte de la dispersión mostrada en los análisis de Van der Meer, se debe a la permeabilidad de la coraza principal, especialmente en

aquellas estructuras que tienen una altura de bordo libre ligeramente por arriba del NMM y concluye que esta dispersión puede reducirse si se introduce una expresión adimensional diferente para la altura de bordo libre. Las expresiones a las que llegó son las siguientes:

$$K_t = a_D \frac{F}{D_{n50}} + b_D \quad (\text{II.20})$$

donde:

$$a_D = 0.031 \frac{H_s}{D_{n50}} - 0.24 \quad (\text{II.21})$$

$$b_D = -5.42S_{op} + 0.0323 \frac{H_s}{D_{n50}} - 0.0017 \left(\frac{B}{D_{n50}} \right)^{1.84} + 0.51 \quad (\text{II.22})$$

$$S_{op} = \frac{2\pi H_s}{gT_p^2} \quad (\text{II.23})$$

donde:

- F es la altura del francobordo
- D_{n50} es el diámetro nominal de las piezas
- B es la anchura de cresta

Las fronteras establecen que $K_{t_{max}} = 0.75$ y $K_{t_{min}} = 0.075$ y la validez de las fórmulas está limitada para $1 < H_s/D_{n50} < 6$ y $.001 < S_{op} < 0.05$

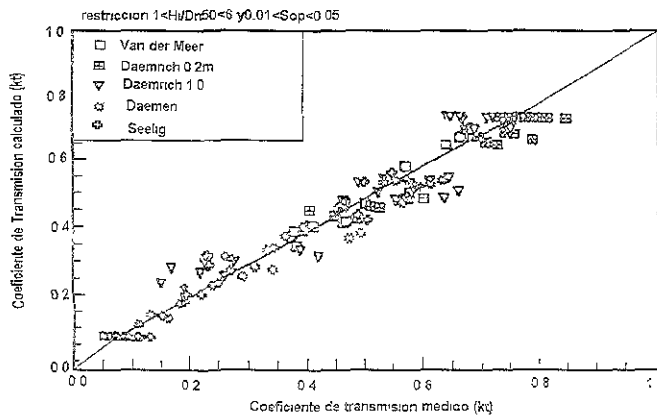


Figura II.13 Coeficiente de transmisión, calculado y medido, obtenido por Daemen.

La figura II.13 muestra los resultados obtenidos por Deamen. Aunque los resultados de Deamen parecen muy alentadores con relación a la dispersión, existe la desventaja de que su formulación no es válida para estructuras que no tienen un diámetro característico o que tienen baja permeabilidad en la región alrededor del nivel medio del mar. (Kees d'Angremond et al, 1996)

Posteriormente en 1996, Kees d'Angremond, Van der Meer y Rutger de Jong analizaron la base de datos que se tenía sobre los experimentos con relación a la transmisión, como resultado de este análisis surgen las siguientes expresiones:

Para rompeolas permeable

$$Kt = -0.4 \frac{F}{H_s} + \left(\frac{B}{H_s} \right)^{-0.31} \cdot (1 - e^{-0.5tr}) \cdot 0.64 \quad (II.24)$$

para $0.075 < Kt < 0.8$

Para rompeolas impermeable

$$Kt = -0.4 \frac{F}{H_s} + \left(\frac{B}{H_s} \right)^{-0.31} (1 - e^{-0.5tr}) 0.80 \quad (II.25)$$

para $0.075 < Kt < 0.8$

Los resultados del coeficiente de fricción, medido y calculado para las estructuras permeables e impermeables se presentan en las figuras II.14 y II.15

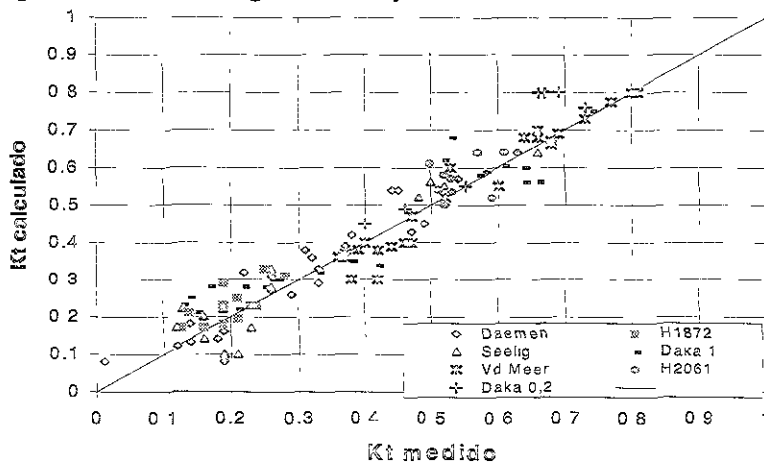


Figura II.14 Coeficiente de transmisión, medido y calculado, para estructuras permeables.

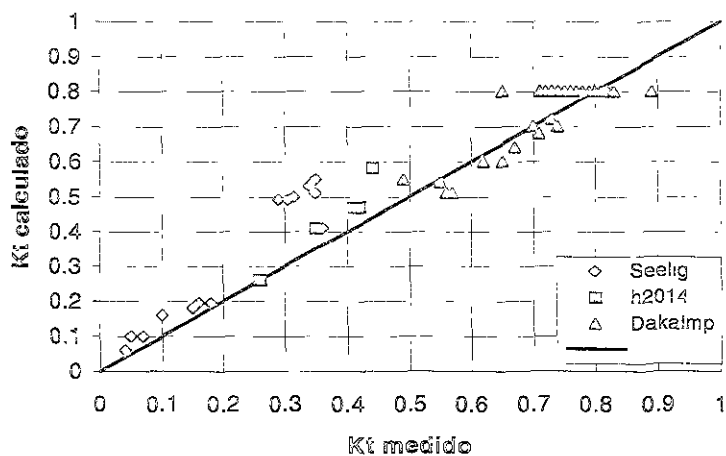


Figura II.15 Coeficiente de transmisión, medido y calculado para estructuras impermeables.

II.4 REBASE

II.4.1 DESCRIPCIÓN DEL PROCESO DE REBASE

El rebase u *overtopping* es uno de los procesos hidráulicos que influye de manera importante en el diseño de estructuras de protección litoral, principalmente cuando éstas tienen como finalidad la protección de un puerto. Este es un proceso intermitente que ocurre durante una tormenta ante la acción de ciertas olas individuales de determinada altura. Ante la acción de oleaje irregular, éste varía ampliamente de una ola a otra, figura II.16.

El grado de rebase se mide por la cantidad de agua que pasa a la zona protegida, ya sea medida como volumen de agua por ola por unidad de longitud del rompeolas, o como la tasa media del volumen de rebase por unidad de longitud del rompeolas; durante una tormenta.

Uno de los principales parámetros para estimar la descarga media por rebase es la altura del bordo libre, por lo que este parámetro ha sido utilizado en diferentes expresiones por varios de los investigadores que se han dedicado a desarrollar formulaciones para predecir la descarga debida al rebase del oleaje.

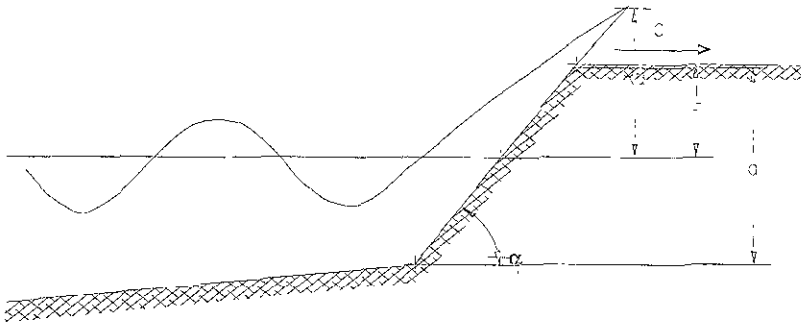


Figura II.16 Rebase del oleaje en estructuras con taludes rugosos

II.4.2 VALORES CRÍTICOS PARA DETERMINAR LA DESCARGA MEDIA POR REBASE

Existen algunos valores críticos de la descarga media por rebase, para determinar la estabilidad de la corona y del talud exterior de la estructura, así como, la seguridad de vehículos y personas. Estos valores límite se refieren a datos japoneses, de De Gerloni (1991) y otros y se muestran en la figura II.17.

II.4.3 FORMULACIONES PARA ESTIMAR LA DESCARGA MEDIA POR REBASE

El cálculo de la descarga por rebase para una cierta estructura y condición de oleaje está basado principalmente en formulaciones empíricas que se ajustan a resultados de ensayos de laboratorio realizados por diversos investigadores, entre los que destacan:

Owen (1980), obtiene la siguiente expresión para estructuras con taludes lisos, de pendientes simples o compuestas, es decir, con presencia de bermas.

$$Q = \frac{q}{\sqrt{gH_s^3}} \sqrt{gT_m^2} \quad (II.26)$$

$$F_a = \frac{F}{H_s} \sqrt{\frac{H_s}{gT_m^2}} \quad (II.27)$$

donde:

- Q es la descarga adimensional por rebase
- F_a es la altura de bordo libre adimensional
- T_m es el periodo medio en el tiempo

FLUJO DEL OLAJE EN ESTRUCTURAS CON TALUDES RUGOSOS

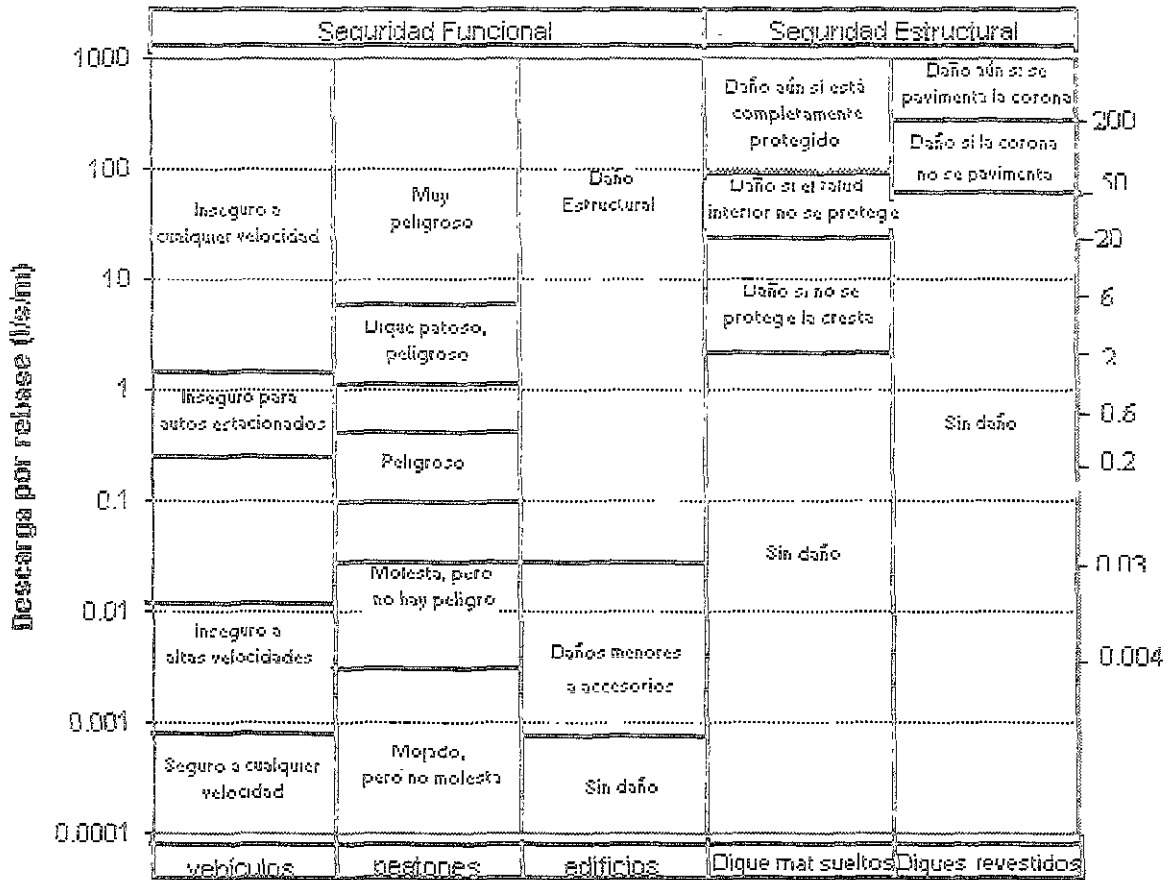


Figura II.17 Valores críticos de la descarga promedio de rebase, según De Gerloni (1991).

J.W. van der Meer y J.P.F.M. Janssen (1992), proponen utilizar las siguientes formulaciones para estimar la descarga por rebase cuando se tiene oleaje rompiente y no rompiente.

Estimación del rebase para oleaje rompiente con I_r (asociado al periodo pico) < 2:

$$Q_b = 0.06 \cdot e^{(-4.7F_b)} \tag{II.28}$$

$$F_b = \frac{F}{H_s} \frac{\sqrt{(2\pi H_s / g T_p^2)}}{\tan \alpha} \frac{1}{\gamma} \tag{II.29}$$

Estimación del rebase para oleaje no rompiente con $I_r > 2$:

$$Q_n = 0.2 \cdot e^{(-2.3F_n)} \tag{II.30}$$

$$F_n = \frac{F}{H_s} \frac{1}{\gamma} \quad (\text{II.31})$$

donde :

- Q_b es la descarga adimensional de rebase para olas rompientes ($Ir < 2$)
- F_b es la altura de bordo libre adimensional sobre el NMM con oleaje rompiente $Ir < 2$
- T_p es el periodo pico
- Q_n es la descarga adimensional de rebase para oleaje no rompiente ($Ir > 2$)
- F_n es la altura de bordo libre adimensional sobre el NMM con oleaje no rompiente, $Ir > 2$

Con las relaciones anteriores se puede predecir la descarga media por rebase, no obstante, ésta no es indicativa de la cantidad de agua que pasa sobre la cresta de la estructura. El volumen de la descarga por oleaje difiere de la descarga promedio y puede ser calculado con la siguiente función de distribución de probabilidad (van der Meer, 1993):

$$P_v = P(V \leq V) = 1 - \exp\left[-\left(\frac{V}{a}\right)^{0.75}\right] \quad (\text{II.32})$$

$$a = 0.84 \frac{T_m q}{P_{ow}} \quad (\text{II.33})$$

donde:

- P_v es la probabilidad del volumen de rebase por ola V siendo menor o igual a V
- V es el volumen de rebase por ola
- T_m es el periodo medio
- q es la descarga promedio en $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$
- P_{ow} es la probabilidad del rebase por ola ($P_{ow} = N_{ow}/N_w$)
- N_{ow} es el número de olas que rebasan la estructura
- N_w es el número de olas incidentes durante la tormenta

Para una cierta probabilidad de excedencia se tiene:

$$V = a \left[-\ln(1 - P_v) \right]^{\frac{4}{3}} \quad (\text{II.34})$$

Una primera estimación podría darse al obtener el volumen máximo de una ola que puede esperarse en un cierto período, sustituyendo el número total de olas que rebasan la estructura.

$$V_{max} = a[\ln(N_{ow})]^{4/3} \quad (\text{II.35})$$

Y. Goda (1985) recopiló información sobre pruebas experimentales, realizadas para determinar el rebase producido por oleaje irregular en estructuras con taludes rugosos; como resultado de este estudio elaboró diagramas de diseño por rebase en rompeolas con taludes cubiertos de bloques. Estos diagramas se muestran en las figuras II.18a a II.18f

Las características de los rompeolas analizados por Goda son las siguientes: una coraza principal de dos capas de tetrapodos, la parte del parapeto vertical se colocó a una altura de $0.1H_o$ y no se recubrió, además cuentan con una estructura de protección al pie del dique y la pendiente del talud es de 1:1.5

Los diagramas elaborados por Goda, varían con respecto a los resultados originales, debido a la dispersión que éstos presentan. La dispersión es mayor cuando la altura de la cresta es grande y la cantidad de rebase es pequeña.

Debido a que la pendiente en las líneas de igual contorno, en los diagramas, es pronunciada en la zona de los valores bajos de la descarga media adimensional por rebase, un cambio ligero en las condiciones del oleaje u otros factores, produce un cambio significativo en la descarga por rebase.

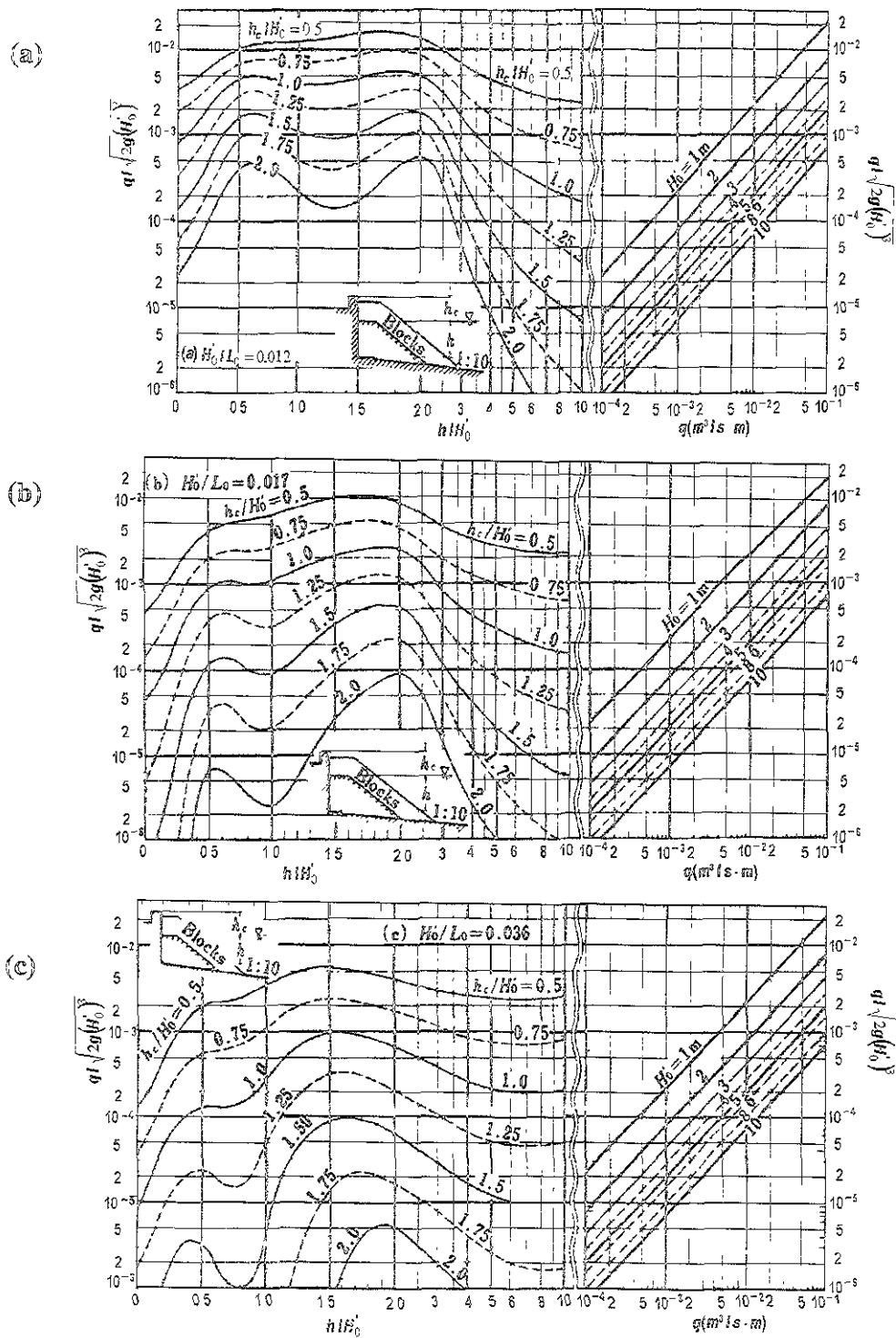


Figura II.18 (a), (b) y (c) Diagramas de diseño de la tasa de rebase en rompeolas con pendiente de fondo marino igual a 1/10, según Goda (1985).

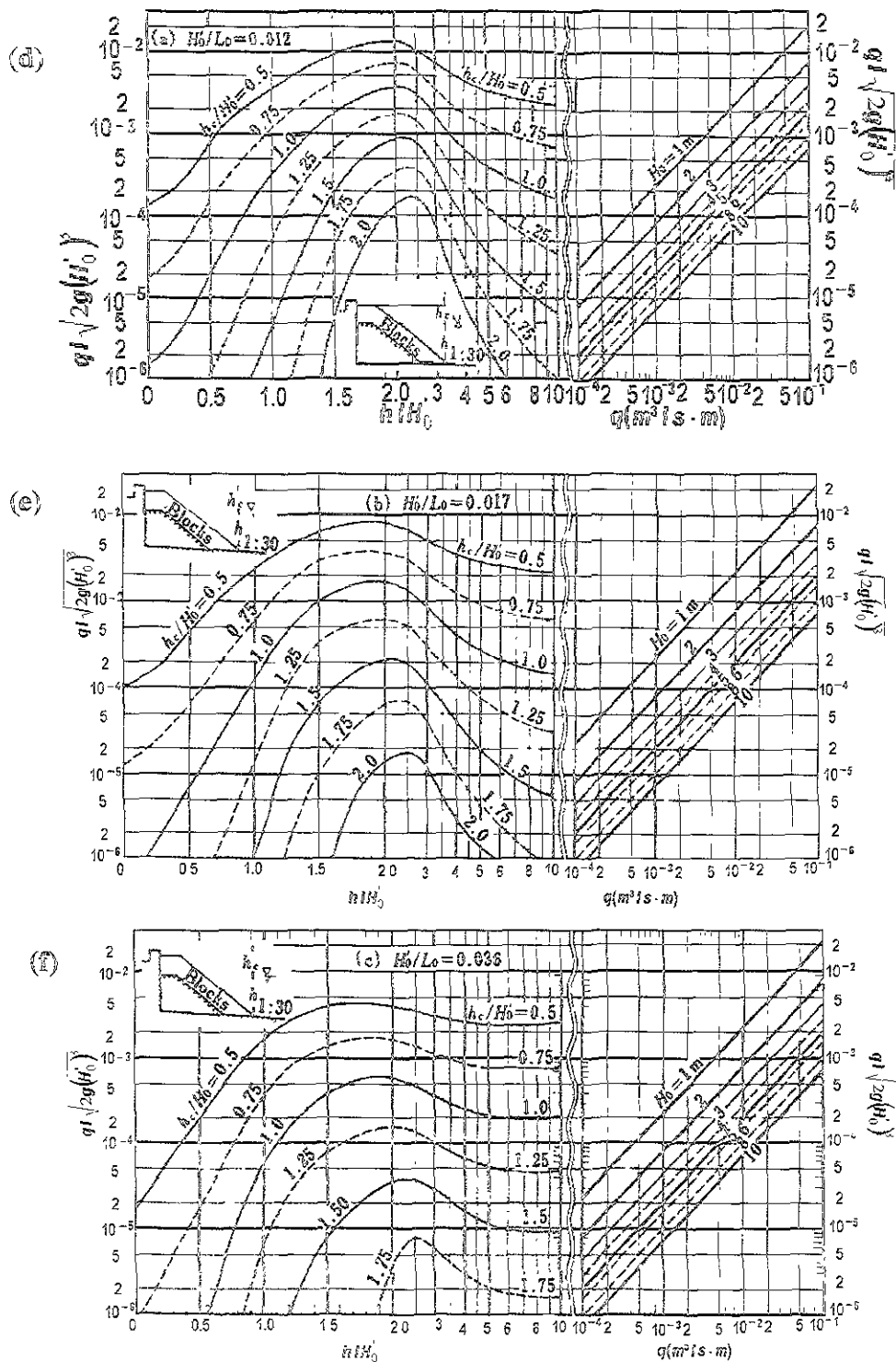


Figura II.18(a), (b) y (c) Diagramas de diseño de la tasa de rebasa para rompeolas con pendiente de fondo marino igual a 1/30, según Goda (1985).

Franco y Aminti (1988), y Bradbury et al (1988) por otro lado, realizaron una serie de experimentos con el fin de estimar la descarga media por rebase del oleaje en estructuras con taludes rugosos. Utilizaron roca, cubos y tetrapodos para el manto principal. Las mediciones se hicieron para tres relaciones de B/H_s (2.6, 1.85, 1.10) y dos tipos de taludes ($\tan \alpha = 1/2$ y $\tan \alpha = 3/4$). Además, las estructuras que se analizaron tenían un pequeño espaldón sobre la cresta. Los resultados obtenidos mostraron tener mayor correlación con la ecuación II.35, de ahí que las pruebas sirvieron para determinar los parámetros a_{FA} y b_{FA} .

$$Q_a = a_{FA} F_a^{-b_{FA}} \tag{II.36}$$

donde:

$$Q_a = \frac{q}{g T_m H_s} \tag{II.37}$$

$$F_a = \frac{F}{T_m \sqrt{g H_s}} \frac{F}{H_s} \tag{II.38}$$

Los parámetros empíricos a_{FA} y b_{FA} determinados para varias secciones se muestran en la tabla II.6.

Tipo de Pieza	Pendiente	B/H_s	a_{FA}	b_{FA}
Roca	1/2	1.10	1.67×10^{-8}	2.41
		1.85	1.85×10^{-7}	2.30
		2.60	2.27×10^{-8}	2.68
Roca	3/4	1.10	5.05×10^{-8}	3.10
		1.85	6.83×10^{-8}	2.65
		2.60	3.07×10^{-8}	2.69
Cubos	1/2	1.10	8.33×10^{-8}	2.64
		1.85	1.52×10^{-7}	2.43
		2.60	8.35×10^{-7}	2.38
Cubos	3/4	1.10	6.16×10^{-7}	2.20
		1.85	1.68×10^{-7}	2.42
		2.60	1.86×10^{-8}	2.82
Tetrapodos	1/2	1.10	1.88×10^{-8}	3.08
		1.85	1.13×10^{-8}	3.80
		2.60	1.07×10^{-8}	2.86
Tetrapodos	3/4	1.10	5.59×10^{-8}	2.81
		1.85	1.68×10^{-8}	3.02
		2.60	9.23×10^{-9}	2.98

Tabla II.6 Valores de los parámetros a_{FA} y b_{FA} , según Franco y Aminti (1988).

Mogens Hebsgaard, Peter Sloth y Jorgen Juhl (1998) realizaron diversos experimentos en el laboratorio del Instituto Danés de Hidráulica (DHI), a partir de sus resultados desarrollaron una expresión para determinar la descarga por rebase del oleaje en rompeolas. Los ensayos se realizaron en estructuras con taludes de roca, no obstante, la formulación propuesta fue extendida a estructuras con manto principal de piezas artificiales.

La expresión a la que se llegó es la siguiente:

$$Q = -0.3 \ln(S_p) \exp\left(\frac{-2.9c}{H_s}\right) \quad (\text{II.39})$$

donde:

$$c = a_M^{0.3} (2F + 0.35B)$$

a_M es la pendiente del talud expuesto al oleaje

B es la anchura de cresta

Para tomar en cuenta el tipo de pieza de la coraza principal se introduce un coeficiente de reducción, R_f , en la ecuación II.38, por lo que la expresión queda de la siguiente forma:

$$Q = -0.3 \ln(S_p) \exp\left(\frac{-2.9c}{H_s R_f}\right) \quad (\text{II.40})$$

Del resultado de los ensayos se determinó que los coeficientes de reducción para aplicarse en la ecuación II.39 son los siguientes: $R_f=0.65$ para cubos, $R_f=0.60$ para roca de cantera, $R_f=0.65$ para roca lisa, $R_f=0.55$ para acropodos en una capa y para dos capas de cantera, $R_f=0.45$ para dolos.

Mogens et al, también, desarrollaron una expresión para cuando se tiene una estructura o espaldón en la cresta del rompeolas. La expresión a la que llegaron es la siguiente:

$$Q = -0.01 \ln(S_p) \exp\left(\frac{-1.0c}{H_s R_f}\right) \quad (\text{II.41})$$

II.4.3.1 Comparación de métodos para la estimación de la descarga media de rebase

Además de los métodos citados anteriormente, se utilizó el modelo numérico *Rbreak* para estimar la descarga media por rebase y comparar los resultados con los demás métodos empíricos. El modelo numérico se calibró con resultados experimentales sobre el ascenso

máximo en taludes de roca. Con este modelo, se analizaron varios rompeolas de escollera, con diferentes geometrías y sometidos a distintas condiciones de oleaje.

Para la comparación de las metodologías se analizaron cuatro casos en los que varían las condiciones de oleaje y la geometría de la estructura, además, se utilizaron condiciones similares a las que se presentaron en el laboratorio al desarrollar los métodos y se cuidó que dichas condiciones cayeran dentro del rango de aplicación que cada uno de los autores sugiere para utilizar su método. La comparación de resultados se muestra en la figura II.20.

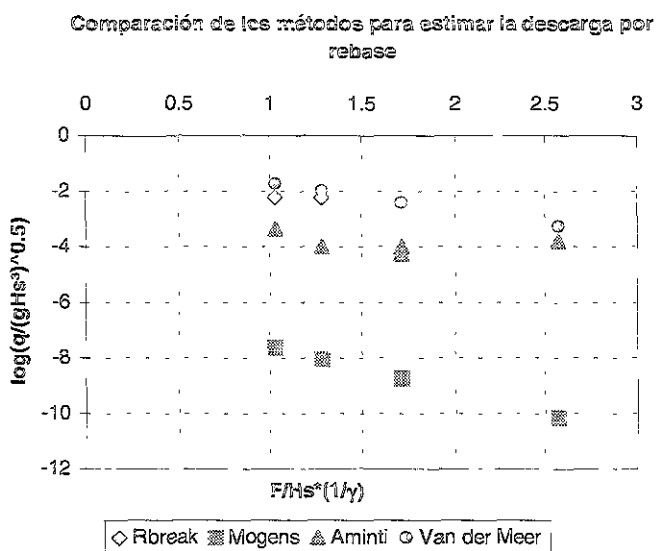


Figura II.19 Comparación entre diferentes metodologías para la estimación de la descarga media por rebase del oleaje.

Los métodos analizados, se utilizaron para estimar la descarga por rebase en el caso de diques con coraza de roca, $\tan \alpha = 0.5$, $F = 2m$ y una anchura de cresta, $B = 1.1Hs$. Las condiciones de oleaje son las siguientes:

Hs (m)	3.53	2.83	2.12	2.12	1.41
T (s)	10	10	10	12	12

Tabla II.7 Condiciones de oleaje utilizadas en la comparación de los métodos para estimar la descarga media por rebase.

El modelo numérico *Rbreak* no da como resultado directo la descarga media de rebase, para ello, es necesario estimar el tiempo de rebase. Al estimar la descarga media y compararla con la descarga máxima, se observa que existe una relación directa entre ellas. Figura II.20.

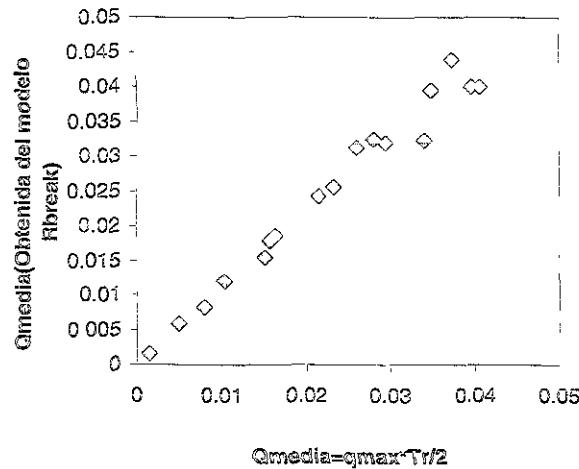


Figura II.20 Descarga media del modelo numérico Rbreak vs la descarga media, obtenida en función de la descarga máxima

II.4.3.2 *Formulación propuesta para la estimación de la descarga máxima por rebase del oleaje*

Además de conocer la descarga media por rebase, es necesario estimar la descarga máxima, sobre todo si se piensa utilizar el área de la cresta del rompeolas.

Después de analizar los estudios experimentales, que se tienen hasta la fecha, en cuanto al rebase del oleaje, se observa que dos de las variables que intervienen de manera fundamental en la estimación del rebase del oleaje son: el ascenso máximo y la altura del bordo libre de la estructura. Por tal motivo, y aprovechando la nueva herramienta que se tiene para la estimación del ascenso máximo, se formula la siguiente expresión, función de las dos variables antes mencionadas:

$$q_{\text{máx}} = \frac{(Ru_{rms} - F)^2 \cdot \sqrt{gH_{rms}}}{Ru_{rms}} \cdot R_F \quad (\text{II.42})$$

- donde: $q_{\text{máx}}$ es la descarga máxima por rebase ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)
- Ru_{rms} es el ascenso máximo asociado a H_{rms} (m)
- F es la altura del bordo libre de la estructura, medida a partir del nivel medio del mar (m)
- g es la aceleración de la gravedad (m/s^2)
- R_F es un factor de reducción tomado igual a 0.57

La formulación anterior se probó con el modelo RBREAK. Una de las comprobaciones de la validez de los resultados que arroja el modelo numérico RBREAK es presentada por Govaere, 1997.

Con el modelo numérico antes mencionado, se analizaron varios rompeolas de escollera, con diferentes geometrías y sometidos a distintas condiciones de oleaje. Los resultados obtenidos con el modelo RBREAK se compararon con los obtenidos al utilizar la expresión II.42 y se presentan en la figura II.21.

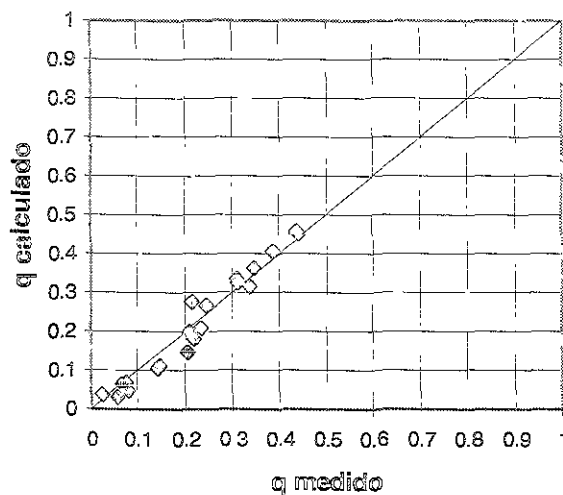


Fig. II.21. Comparación de $q_{m\acute{a}x}$ obtenido con el método propuesto y el modelo numérico

Cabe destacar que la expresión II.42 estima la descarga máxima del rebase por oleaje, en la intersección del talud exterior del dique con la cresta.

II.5 CONCLUSIONES DEL CAPITULO II

En este capítulo, se presentaron los elementos necesarios para realizar el diseño geométrico de diques rompeolas con taludes rugosos, en función de las condiciones de flujo sobre dichas estructuras.

Las condiciones de flujo analizadas, consisten en la determinación de:

- Ascenso y descenso máximos para estructuras no rebasables
- Transmisión a través y sobre estructuras sumergidas
- Rebase sobre estructuras semisumergidas

En todos los casos se incluyeron los criterios basados en resultados con oleaje regular e irregular.

Las principales conclusiones son:

Ascenso máximo: El modelo exponencial propuesto por Losada, para la estimación del ascenso máximo con oleaje regular, en diques homogéneos e impermeables con taludes rugosos, presenta muy buenos resultados y es de muy fácil aplicación. Asimismo, la metodología propuesta por Silva et al., para la estimación del ascenso máximo en diques permeables e impermeables, sometidos a la acción de oleaje irregular conduce a resultados muy satisfactorios al compararlos con resultados experimentales de otros autores. Además con ayuda de la figura II.6, la obtención del ascenso máximo es más versátil, ya que se puede determinar para distintos tipos de piezas del manto principal y varios rangos de permeabilidad del núcleo. Por lo anterior, se recomienda utilizar la metodología propuesta por Silva et al para la estimación del ascenso máximo.

Descenso Máximo: El modelo exponencial propuesto por Losada, para la estimación del descenso máximo, no presenta tan buenos resultados como para el ascenso máximo, sin embargo, son un buen elemento para el estudio y selección de alternativas.

Transmisión: En aquellos casos, cuando cumpliendo los requisitos de funcionalidad de diseño, sea permisible tener una cierta cantidad de transmisión sobre y dentro de una estructura de protección, las diferentes metodologías presentadas en este trabajo, dan una buena aproximación de la magnitud de flujo de energía u oleaje, que puede ocurrir en el área protegida. Siendo, la metodología propuesta por Kees d'Angremond et al es la que presenta mejores resultados.

Rebase: Son muy diversas las formas en como se ha intentado caracterizar el fenómeno del rebase y por ende, la manera de abordarlo. Algunos autores lo han estudiado midiendo el flujo sobre la coronación en el vértice a barlovento, mientras que otros a sotavento, y no sólo ello, si no que también existen investigaciones que consideran el flujo máximo y otros el flujo medio sobre la estructura. Por todo lo anterior, es fácilmente entendible muchas de las discrepancias, entre las diversas formulaciones presentadas en este trabajo, por tal motivo, es importante que antes de aplicar alguna de las formulaciones se revise a detalle sus fundamentos. La metodología propuesta, para la estimación de la descarga máxima por rebase del oleaje, es de fácil aplicación y presenta resultados satisfactorios al compararlos con los obtenidos mediante el modelo numérico *rbreak*; sin embargo, es necesario verificar su aplicación con datos experimentales. Cabe recordar, que los resultados para la descarga media por rebase, obtenidos con el *rbreak* y los reportados por van der Meer son del mismo orden de magnitud.

III ESTABILIDAD DE DIQUES ROMPEOLAS

III.1 DESCRIPCIÓN DE ROMPEOLAS

Un rompeolas es una estructura de protección litoral que sirve principalmente para mitigar los efectos del oleaje y crear una zona de calma, con el fin de facilitar las maniobras de carga y descarga que se llevan a cabo en un puerto o proteger del transporte de sedimentos de litoral Fig. III.1. Estas estructuras están formadas generalmente por un núcleo compuesto de materiales finos y varias capas de material grueso, que van aumentando su tamaño desde el núcleo hasta el exterior del dique, localizándose las piezas más grandes en la coraza o manto principal.

El manto principal es un sistema rugoso y permeable que puede construirse con rocas graduadas conocido como *rip-rap*, rocas del mismo tamaño o escolleras, o con piezas artificiales de concreto de diferentes formas, tales como: cubos, dolos, tetrápodos, acrópodos, etc.

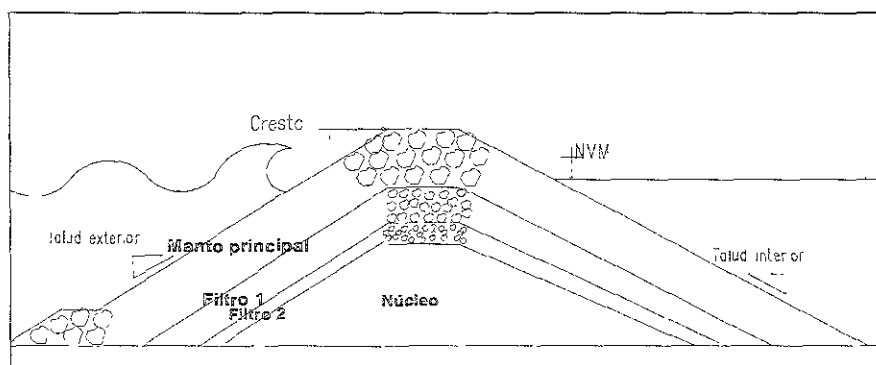


Figura III.1 Esquema de un rompeolas

La forma más simple de un rompeolas consta de materiales sueltos, sin una superestructura de concreto como sería un espaldón. El diseño de un dique rompeolas comprende la determinación de los siguientes elementos:

- Elevación de la cresta
- Pendientes de los taludes laterales
- Tipo, tamaño y peso de las piezas de la coraza
- Tamaño y espesor de las subcapas o filtros
- Requerimientos del material del núcleo

Los elementos mencionados anteriormente son determinados por una o más de las siguientes condiciones: funcionalidad, estabilidad hidráulica, disponibilidad de materiales, facilidad de construcción o estabilidad geotécnica. La combinación de las condiciones anteriores lleva a la

elección de una solución entre varias alternativas. Enseguida, se darán algunos de los procedimientos más utilizados para estimar la estabilidad de un rompeolas, así como las características de los materiales empleados en su construcción.

III.2 MATERIALES UTILIZADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE ROMPEOLAS

Los materiales que se requieren en la construcción de rompeolas deben ser duraderos en agua salada y suficientemente sólidos para resistir los impactos producidos durante su colocación y vida útil de la estructura.

III.2.1 ROCAS

La roca ha sido utilizada en las construcciones de puertos y estructuras de protección litoral por más de 5000 años y los rompeolas de escolleras han sido utilizados por mas de 100 años, por lo que en las últimas décadas se han realizado diversos estudios para determinar la durabilidad de la roca en los rompeolas.

Asimismo, el cuidado en la colocación de las piezas puede mejorar las características de interconexión de los bloques y controlar la relación de vacíos del manto principal.

Después de que las piezas se han colocado, éstas pueden modificarse lentamente por mecanismos de abrasión y rotura, producidos principalmente en la zona de variación de la marea. Estos mecanismos son importantes, ya que ellos modifican el tamaño y peso de las piezas y por lo tanto, la interconexión y relación de vacíos, lo cual provocaría modificaciones graduales en las características de diseño de los rompeolas. En un estudio realizado por Poole, Fookes, Dibb y Hughs, se sugiere que es posible predecir las tasas a las cuales pueden suceder estos cambios, para un tipo de roca y un determinado ambiente climático de rompeolas. El deterioro de la roca esperado para diferentes climas se presenta en la tabla III.1.

III.2.2 CONCRETO

El concreto es un material altamente resistente a los esfuerzos de compresión, por lo cual ha sido utilizado ampliamente en los proyectos de ingeniería civil, sin embargo, es un material frágil, ya que falla para esfuerzos de tensión relativamente bajos. Para que el concreto pueda resistir esfuerzos de tensión se refuerza con un material dúctil como el acero. En el caso de los diques rompeolas el concreto se utiliza para construir las piezas que forman la coraza o manto principal del dique. Estas piezas de concreto deben ser del mismo tamaño y peso.

Determinación del deterioro y tipo de roca												
Clima	Redondeo por abrasión				Resquebrajamiento o espalación				Falla catastrófica			
	A	B	C		A	B	C		A	B	C	
			D	F			D	F			D	F
Helado, invierno	2	2	5	2	2	3	3	2	2	2	3	2
Templado	3	3	4	3	1	2	2	1	1	1	3	2
Caliente y seco	3	4	5	4	2	3	3	2	2	2	4	3

Tabla III.1 Deterioro de la roca esperado para diferentes tipos de climas

- A = Rocas 'ácidas'. Por ejemplo: las graníticas, la familia de las andesitas, las arenas y los Gneis
- B = Rocas 'básicas'. Por ejemplo: La familia de los basaltos, la familia de las andesitas y de los granitos
- C = Rocas 'carbonatadas'. Por ejemplo: Roca caliza, mármol y las dolomitas
- F = Fuertes. Por ejemplo: Roca caliza carbonífera
- D = Débiles. Por ejemplo: Roca caliza y yesos
- 1 = Altísima resistencia al deterioro
- 2 = Alta resistencia al deterioro
- 3 = Moderada resistencia al deterioro
- 4 = Baja resistencia al deterioro
- 5 = Muy baja resistencia al deterioro

Una de las grandes ventajas de utilizar piezas de concreto es que pueden conectarse entre sí, creando una trabazón, lo cual incrementa la estabilidad. La desventaja es que estas piezas pueden romperse, debido a los esfuerzos de tensión, y así, disminuir la estabilidad hidráulica del dique.

El principal problema del concreto en rompeolas es su vulnerabilidad al oleaje, debido a la presencia de sulfatos, esto provoca expansión y eventual desintegración del concreto, además, de que las sales pueden cristalizarse en los poros del concreto y crear presiones internas que generen una desintegración. La alternancia de los estados mojado a seco aumenta la severidad de los factores de vulnerabilidad. En climas tropicales los efectos serán mayores y en climas fríos la acción de las heladas acelerará el rompimiento del concreto.

El concreto utilizado en la elaboración de piezas del manto principal, además de ser altamente resistente, debe poseer una alta resistencia a la penetración de sales en solución, es decir, debe tener una baja permeabilidad, buena compactación, cuidado en el curado, densidad, agregados impermeables y de ser posible debe agregarse fibra de refuerzo.

III.2.2.1 Tipos de piezas de concreto

Existen alrededor de cuarenta diferentes tipos de piezas de concreto, desarrolladas para la construcción de rompeolas. Las más conocidas se presentan en la Fig. III.2 (Bruun, 1979). Los tipos de piezas existentes se pueden dividir en dos grandes grupos. Uno es el grupo de piezas que requiere de una colocación especial para lograr una interconexión entre ellas, no obstante, este tipo de piezas no es muy recomendable, debido a la falta de precisión que se tiene al construir bajo el mar; y otro, es el grupo de piezas que tienen una colocación e interconexión aleatoria.

Hasta hace poco tiempo se consideraba que los dolos eran las piezas con mejores características de estabilidad, sin embargo, se han encontrado piezas rotas en varios lugares donde se utilizaron dolos de gran magnitud, por lo que no se debe sobrestimar el coeficiente de estabilidad al utilizar estas piezas; lo mismo ha ocurrido al utilizar tetrapodos. Cabe destacar, que el uso de dolos pequeños en aguas relativamente poco profundas ha sido satisfactorio.

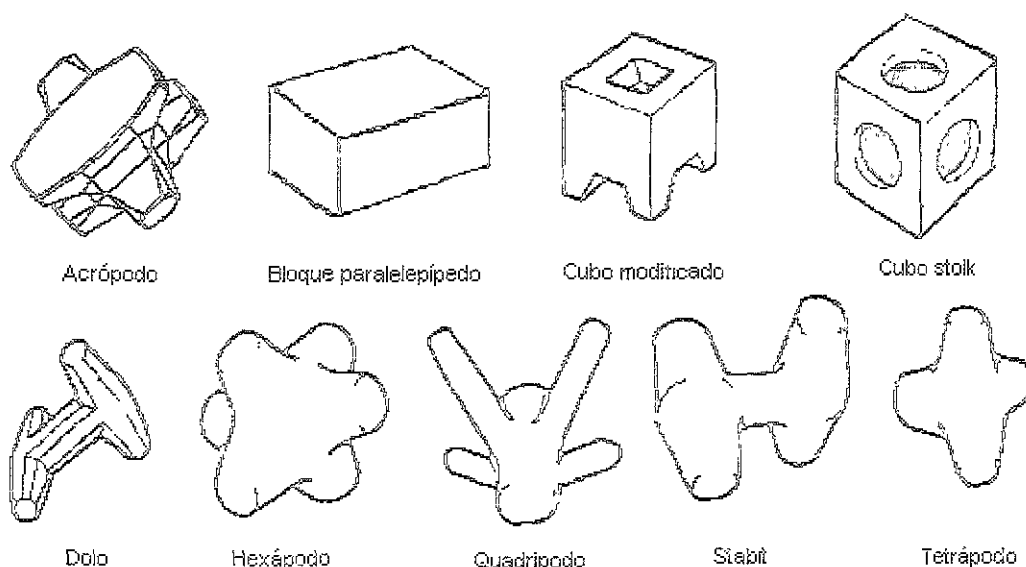


Figura III.2 Tipos de piezas de concreto más utilizadas en la construcción de rompeolas

III.3 TIPOS DE DAÑO EN ROMPEOLAS

Los rompeolas son estructuras que fallan de manera dúctil, es decir, ante la acción de varias olas, por lo que en el diseño se acepta cierto grado de daño o avería que, algunas veces, puede

ser reparada después de la tormenta que la provocó. A continuación se mencionan las posibles causas de falla en un rompeolas.

En 1979, Bruun realizó un estudio en el que agrupó las posibles causas de falla de un rompeolas, sometido a la acción del oleaje. Estas causas son las siguientes:

- Extracción de las piezas del manto principal a causa del oleaje.
- Movimientos continuos de cantos del manto principal, sin grandes desplazamientos instantáneos, pero capaces de deformar a largo plazo la geometría del manto principal. Lo anterior se puede considerar como una rotura por fatiga.
- Rotura de las piezas del manto principal provocada por choques entre las piezas o por superar la capacidad de tensión de la pieza
- Desplazamiento del manto principal por falta de fricción con las capas subyacentes, este tipo de falla es más peligroso mientras más rígido sea el talud.
- Fallas debidas a la falta de capacidad de sustentación del terreno de cimentación.
- Erosiones al pie del dique o socavaciones en la parte inferior del mismo.
- Falta de compacidad en las capas subyacentes, que al permitir el paso del agua al interior, producen fuerzas de levantamiento sobre el espaldón y capas inferiores.
- Avería en el manto interior del dique y coronación por rebase de la ola.
- Socavación en la base del espaldón.
- Discrepancias en las características de los materiales.
- Defectos de construcción que crean zonas débiles.

El posible conjunto de causas de falla se resume en los siguientes tres grupos:

- a) Falla del manto principal por movimiento o pérdida de piezas
- b) Averías de origen geotécnico
- c) Errores de construcción

En el presente trabajo se analizará la estabilidad de los diques rompeolas, atendiendo al tipo de falla del primer grupo. En ese contexto, se observa que la estabilidad de una determinada pieza está regida bajo dos aspectos: estabilidad estructural y estabilidad hidrodinámica.

Estabilidad estructural. La estabilidad estructural se refiere a la capacidad de las piezas para resistir, sin romperse, las tensiones inducidas por la colocación, el medio granular, los desplazamientos y movimientos bajo la acción del oleaje. La rotura de las piezas libera el desarrollo de trabazón entre ellas y los elementos producto de la rotura son dispersados con facilidad por el flujo. Lo anterior da lugar a modificaciones en el peso, forma y rugosidad de las piezas.

Estabilidad hidrodinámica. La estabilidad hidrodinámica es la capacidad de oposición de las piezas al movimiento producido por la acción del oleaje, asumiendo que las piezas no se rompen.

En adelante, al hablar de estabilidad se hará referencia a la estabilidad hidrodinámica.

III.3.1 CRITERIOS DE AVERÍA

Como se menciona al inicio del capítulo, los diques rompeolas se diseñan para cierto tipo de daño o avería.

Para relacionar el estado de avería de un dique con los valores de los parámetros de daño, es necesario definir algunos criterios globales de avería, asociados a variaciones apreciables en el manto principal, que proporcionen información cualitativa del estado del dique.

Losada et al en 1986 definieron tres criterios de daño, reconocibles mediante inspección visual de los diques, siendo éstos: Inicio de Avería, Avería de Iribarren y Destrucción. En 1991, Vidal et al agregan un cuarto nivel, intermedio entre la Avería de Iribarren y la Destrucción. A continuación se definen cada uno de estos criterios (Fig. III.3):

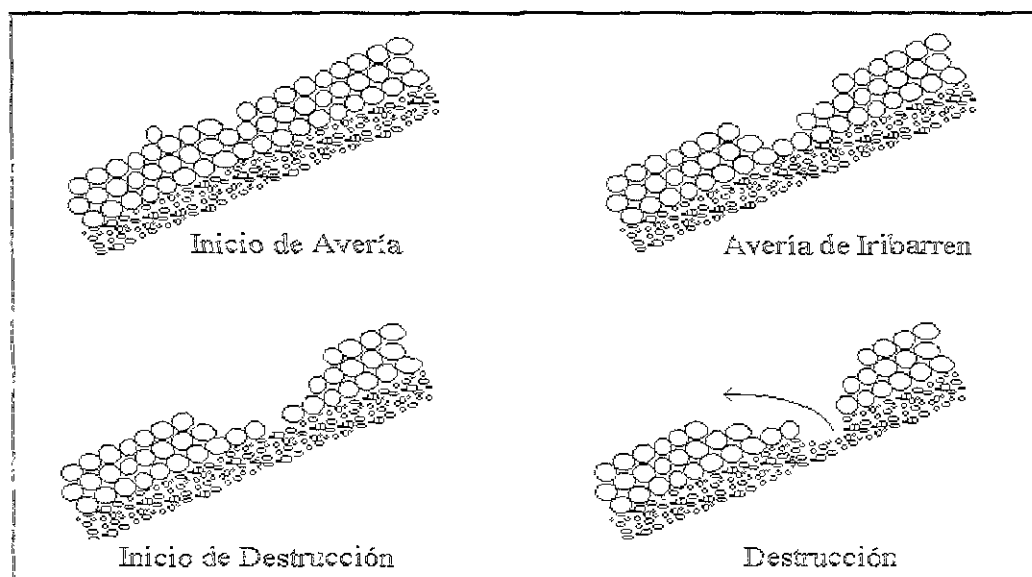


Figura III.3 Niveles de avería para un manto principal formado por 3 capas de piezas, según Vidal et al (1991).

Inicio de avería (IA). Se alcanza este nivel de avería cuando un determinado número de piezas de la capa exterior del manto principal, es desplazado de sus posiciones originales a una nueva

posición, situada a más de un diámetro de la posición inicial. Por lo que, debido al desplazamiento de las piezas, la coraza muestra huecos de mayor tamaño que los debidos a la porosidad normal de la misma.

Avería de Iribarren (AI). Se alcanza este nivel cuando la extensión de los huecos de la capa exterior del manto principal, es tal que el flujo empieza a actuar directamente sobre las piezas de la capa interior del manto principal y éstas son susceptibles de ser extraídas.

Inicio de Destrucción (ID). Este nivel de daño se define como el inicio de avería en la capa interior del manto principal, por lo que los huecos en esta capa son claramente perceptibles.

Destrucción (D). Se tiene este nivel de daño cuando se observa la extracción de una pieza del manto secundario. Si las condiciones de oleaje no cambian, el daño progresa de tal manera, que el dique deja de cumplir las condiciones de servicio requeridas por el diseño.

En la tabla siguiente se muestran los umbrales del parámetro de daño, S , para diferentes criterios de avería.

Nivel de daño, S				
Cot α	IA	AI	ID	D
1.5	1.5	2.5	6.5	12
2.0	2.0	3.0	8.0	14
3.0	2.5	3.5	9.5	16
4.0	3.0	4.0	11.0	18
5.0	3.0	4.0	11.0	18

Tabla III.2 Umbrales del parámetro de daño, S , para diferentes tipos de avería. Diques no rebasables de talud recto, con dos capas de piezas en el manto principal. (Govaere, 1997)

La relación entre los criterios globales de daño y los valores del parámetro de daño, S , para el caso del talud exterior recto no rebasable y los diferentes niveles de daño, se obtuvieron experimentalmente por Losada et al y se presentan en la tabla III.2.

El parámetro de daño S , se define como:

$$S = \frac{A_d}{D_{n50}^2} \quad (III.1)$$

$$D_{n50} = \left(\frac{W_{50}}{\gamma_s} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (\text{II.2})$$

donde:

- A_d es el área erosionada media de la sección transversal del manto principal
- D_{n50} es el diámetro nominal de las piezas definido a partir del peso correspondiente al cuantil del 50%, W_{50} , de la curva de distribución de pesos de las piezas del manto.
- γ_s es el peso específico de las piezas del manto principal

Una de las principales variables que interviene en las formulaciones de estabilidad es el tamaño o peso de las piezas, por ello, en los últimos 50 años han surgido varios métodos, para la estimación del tamaño de las piezas utilizadas en el diseño de rompeolas. Algunos de estos métodos se mencionan a continuación.

III.4 FORMULACIONES DE ESTABILIDAD PARA OLEAJE REGULAR

III.4.1 FORMULACIÓN DE HUDSON (SPM, 1984)

Hudson propone la siguiente expresión para determinar la masa de las piezas

$$M_{50} = \frac{\gamma_s H^3}{K_D (S_R - 1)^3 \cot \alpha} \quad (\text{III.3})$$

- donde: K_D es un coeficiente de estabilidad
- S_R es la densidad relativa del material. Para roca $= \rho_r / \rho_w - 1$
- γ_s es el peso específico del material del elemento

Los valores de K_D propuestos corresponden a la condición de "no daño", donde hasta el 5% de las unidades de la coraza pueden ser desplazadas. En la edición de 1973 del Shore Protection Manual (SPM), los valores de K_D para rocas angulares y rugosas en rompeolas son los siguientes:

ESTABILIDAD DE DIQUES ROMPEOLAS

Tipo de elemento	Número de capas de la coraza	Colocación	Cuerpo de la estructura		Extremo de la estructura		
			K_D rompiente	K_D no rompiente	K_D rompiente	K_D no rompiente	Pendiente $\text{Cot}(\alpha)$
Roca de cantera							
Lisa redondeada	2	Aleatoria	1.2	2.4	1.1	1.9	1.5 a 3
Lisa redondeada	>3	Aleatoria	1.6	3.2	1.4	2.3	5
Áspera angular	1	Aleatoria	No recomendado	2.9	No recomendado	2.3	5
Áspera angular	2	Aleatoria	2	4	1.9	3.2	1.5
Áspera angular					1.6	2.8	2
Áspera angular					1.3	2.3	3
Paralelepípedo	>3	Aleatoria	2.2	4.5	2.1	4.2	5
Angular	2	de cabeza	5.8	7	5.3	6.4	5
graduada	2	cuidadosa	7 a 20	8.5 a 24			
		aleatoria	2.2	2.5			
Tetrapodos	2	Aleatoria	7	8	5	6	1.5
Y					4.5	5.5	2
Cuadripodos					3.5	4	3
Tribar	2	Aleatoria	9	10	8.3	9	1.5
					7.8	8.5	2
					6	6.5	3
Doios	2	Aleatoria	15.8	31.8	8	16	2
					7	14	3
Cubos modificados	2	Aleatoria	6.5	7.5		5	5
Hexápodos	2	Aleatoria	8	9.5	5	7	5
Toskane	2	Aleatoria	11	22			
Tribar	1	Uniforme	12	15	7.5	9.5	5

Tabla III.3 Valores del coeficiente de estabilidad para diseño de rompeolas. (SPM, 1984)

Las principales ventajas de la fórmula de Hudson son su sencillez y el amplio rango de piezas para los cuales fue derivado K_D . Sin embargo, esta formulación presenta grandes desventajas, de las cuales se pueden destacar las siguientes:

- a) Los ensayos fueron desarrollados solamente con oleaje regular
- b) No se toma en cuenta el periodo de la ola ni duración de la tormenta
- c) No se describe el nivel de daño
- c) Fue desarrollada para estructuras no rebasables y de núcleo permeable

III.4.2 FORMULACIÓN PROPUESTA POR LOSADA ET. AL.

En 1982, Losada y Giménez Curto, utilizando datos experimentales de otros autores, demostraron que la influencia de la densidad de las piezas del manto principal en la estabilidad quedaba bien representada (para $S_r > 2$), si se combina la función de peso adimensional con la densidad relativa de las piezas mediante la expresión:

$$\Psi = \frac{W_{p50}}{\gamma_w H^3} \frac{1}{R_r} \quad (\text{III.4})$$

donde:

$$R_r = \frac{S_r}{(S_r - 1)^3} \quad (\text{III.5})$$

La función de estabilidad, Ψ , es inversamente proporcional al número de Hudson al cubo, como se muestra en ecuación III.6, de tal manera que pueden utilizarse los valores reportados de N_s para aplicar la fórmula III.4 .

$$\Psi = \frac{1}{N_s^3} \quad (\text{III.6})$$

Con base en ensayos de laboratorio, Losada y Giménez-Curto (1979), propusieron un modelo exponencial para determinar la función de estabilidad, Ψ . El modelo exponencial propuesto es el siguiente.

$$\Psi = A_w (I_r - I_{r0}) e^{(B_w (I_r - I_{r0}))}, \quad I_r > I_{r0} \quad (\text{III.7})$$

$$I_{r0} = 2.654 \tan \alpha \quad (\text{III.8})$$

donde:

A_w y B_w son coeficientes de ajuste que dependen del tipo de piezas y de la pendiente del talud.

Iribarren realizó una serie de experimentos para determinar la estabilidad en taludes de escolleras, bloques y tetrápodos, para el criterio de inicio de avería; sus resultados los presentó en función del número de Iribarren y aparecen en las figuras III.4 y III.5. De igual manera, Ahrens (1975) presenta sus resultados para taludes de escollera pero, para daño cero, figuras III.6 y III.7. Losada y Giménez Curto ajustaron estos resultados y otros de ensayos realizados

por ellos mismos a la función de estabilidad (ecuación III.7); para determinar los parámetros de ajuste A_w y B_w .

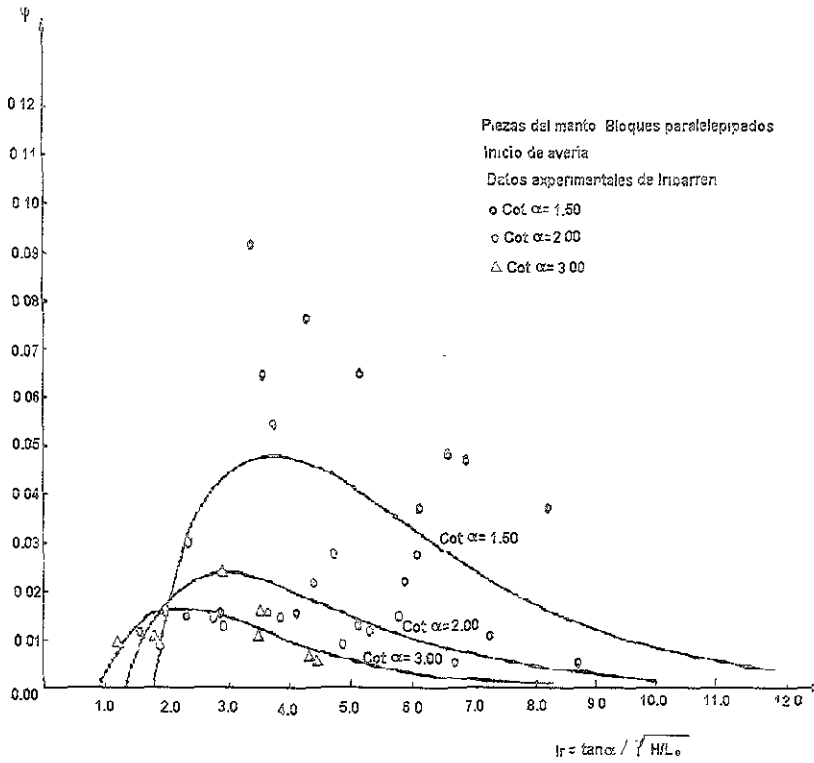


Figura III.4 Curvas de diseño para la función estabilidad para bloques paralelepípedos de concreto, inicio de avería. Datos de Iribarren

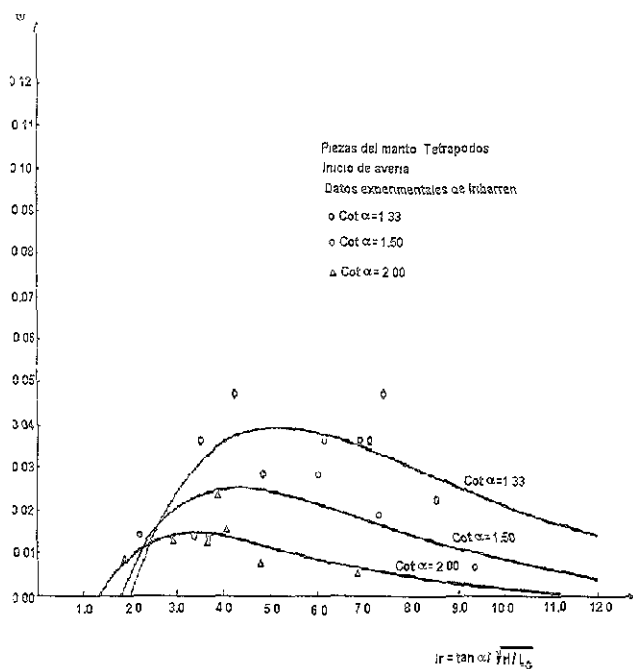


Figura III.5 Curvas de diseño para la función de estabilidad en tetrápodos, inicio de avería. Datos experimentales de Iribarren.

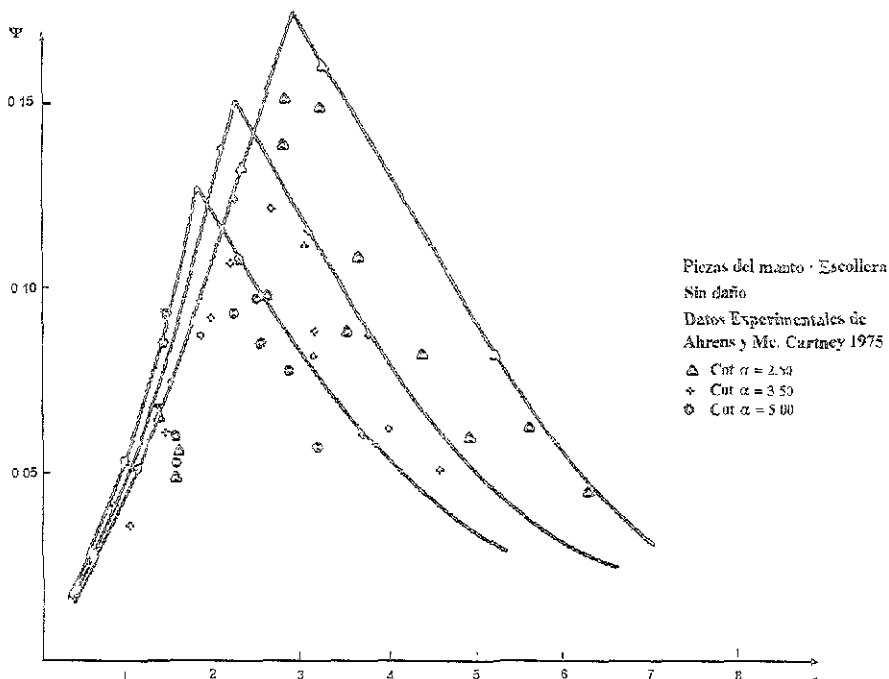


Figura III.6 Curvas de diseño para la función estabilidad para escollera, sin daño. De Losada y Desiré, 1985

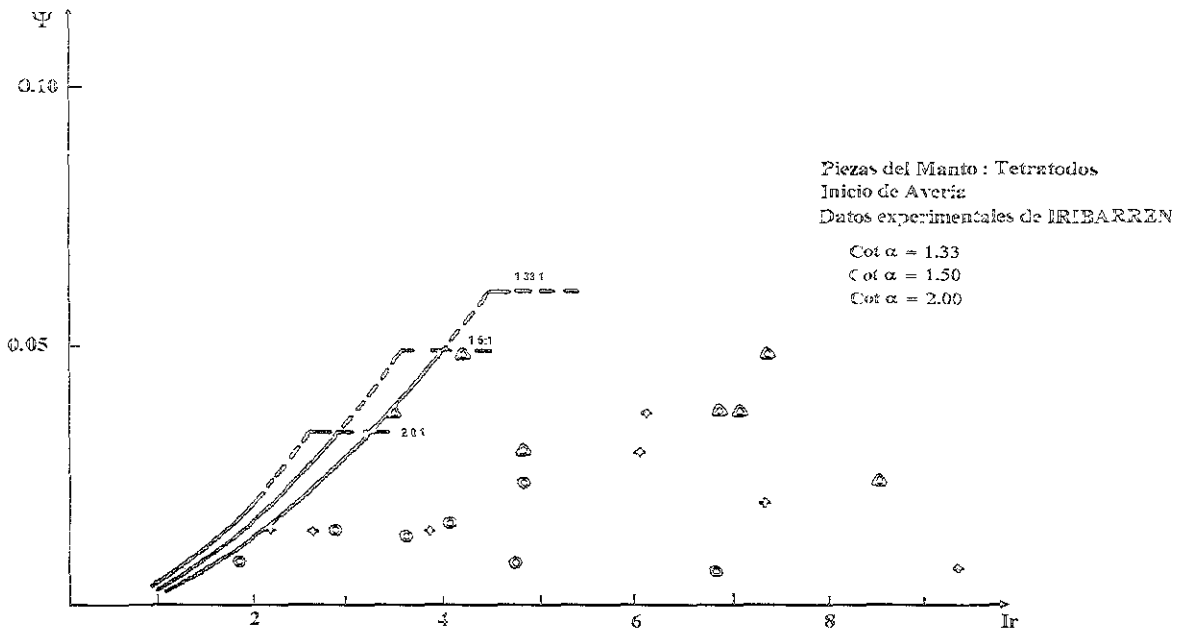


Figura III.7 Curvas de diseño para la función estabilidad, inicio de avería. Losada Desiré (1985)

Debido a la dispersión que muestran los datos experimentales, Losada y Giménez Curto (1982) propusieron bandas de confianza para la función estabilidad, obtenidas éstas, a partir de una regresión lineal y considerando que la desviación puede ser evaluada a través de una variable aleatoria gaussiana. El factor por el que se multiplica la función de estabilidad para asegurar un nivel de confianza del 95%, puede interpretarse como un coeficiente de seguridad con respecto a la respuesta estructural de la estructura. El coeficiente para un nivel de confianza del 95%, los parámetros de ajuste A_w y B_w y el máximo de la función estabilidad presentan en la tabla III.4.

Al utilizar el modelo exponencial propuesto por Losada, el máximo de la función de estabilidad (estabilidad mínima de las piezas) se presenta cuando:

$$Ir_{crit} = Ir_0 - \frac{1}{B_w} \tag{III.9}$$

y se expresa como:

$$\Psi_{max} = -\frac{A_w}{B_w \cdot e} \tag{III.10}$$

Losada y Desiré (1984), realizaron una amplia gama de experimentos con bloques paralelepípedos y concluyeron que la dispersión de los resultados experimentales depende del nivel de daño, la pendiente del talud y de la forma de las piezas; obtuvieron curvas de diseño

ESTABILIDAD DE DIQUES ROMPEOLAS

para la función estabilidad y determinaron el valor máximo de la función estabilidad para las piezas analizadas. Los valores máximos de la función estabilidad se incluyen en la tabla III.4.

Tipo de pieza	Cot α	A_w	B_w	I_{ro}	BC 95%	Ψ_{max}
Escollera (inicio de avería)	1.5	0.09035	-0.5879	1.77	1.41	0.0797
	2.0	0.05698	-0.6627	1.33	1.46	0.0462
	3.0	0.04697	-0.8084	0.88	1.35	0.0289
	4.0	0.04412	-0.9339	0.66	1.64	0.0285
Escollera sin clasificar Daño nulo	2.5	0.18340	-0.5764	1.06	1.57	0.1838
	3.5	0.18190	-0.6592	0.76	1.50	0.1523
	5.0	0.1468	-0.6443	0.53	1.52	0.1274
Tetrápodos (inicio de avería)	1.33	0.03380	-0.3141	1.99	1.64	0.0649
	1.5	0.02788	-0.3993	1.77	2.27	0.0583
	2.0	0.02058	-0.5078	1.33	1.93	0.0288
Bloques A*A*A (inicio de avería)	1.5	-	-	-	-	0.060
	2.0	-	-	-	-	0.047
	2.5	-	-	-	-	0.043
Bloques A*A*A (Avería de Iribarren)	1.5	-	-	-	-	0.033
	2.0	-	-	-	-	0.028
	2.5	-	-	-	-	0.024
Bloques A*A*A Destrucción	1.5	-	-	-	-	0.027
	2.0	-	-	-	-	0.022
	2.5	-	-	-	-	0.018
Bloques 1.5*A*A*A (inicio de avería)	1.5	0.06819	-0.5148	1.77	3.28	0.1598
	2.0	0.03968	-0.6247	1.33	2.37	0.0554
	2.5	-	-	-	-	0.084
	3.0	0.03410	-0.7620	0.88	1.77	0.0291
1.5*A*A*A (avería de Iribarren)	2.5	-	-	-	-	0.030
1.5*A*A*A (Destrucción)	2.5	-	-	-	-	0.021
2*A*A*A Inicio de avería	1.5	-	-	-	-	0.12
	2.5	-	-	-	-	0.116
2*A*A*A (avería de Iribarren)	1.5	-	-	-	-	0.042
	2.5	-	-	-	-	0.038
2*A*A*A (Destrucción)	1.5	-	-	-	-	0.035
	2.5	-	-	-	-	0.027

Tabla III.4 Parámetros de ajuste del modelo exponencial para la función estabilidad, factores para la banda de confianza superior del 95% y valores máximos posibles de la función estabilidad, Ψ (Losada, 1990).

III.5 FORMULACIONES DE ESTABILIDAD PARA OLEAJE IRREGULAR

III.5.1 FORMULACIÓN DE VAN DER MEER

Van der Meer (1993), basándose en los trabajos realizados por Thompson y Shuttler en 1975 y en la serie de modelos ensayados por él mismo, propone las siguientes formulaciones:

Para aguas profundas

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D} = 6.2P^{0.18} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} Ir^{-0.5}, \quad \text{para } Ir < Ir_c \quad (\text{III.11})$$

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D} = 1.0P^{-0.13} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \sqrt{\cot \alpha} \cdot Ir^p, \quad \text{para } Ir > Ir_c \quad (\text{III.12})$$

$$Ir_c = \left(6.2P^{0.31} \sqrt{\tan \alpha} \right)^{\frac{1}{p+0.5}} \quad (\text{III.13})$$

donde:

- Ir es el número de Iribarren, calculado a partir de la altura de ola significativa y el periodo medio
- H_s es la altura de ola significativa
- N es el número de olas del estado de mar
- Ir_c es el número de Iribarren crítico, para el cuál se tiene un número de estabilidad máximo
- D es el diámetro nominal de las piezas
- Δ es la densidad relativa de las piezas ($\Delta = \rho_s / \rho_w - 1$)
- p es un parámetro de permeabilidad que depende del tamaño de las capas del filtro y del núcleo y varía de $0.1 < p < 0.6$. $p=0.1$ está dado para una estructura impermeable y $p=0.6$ es para una estructura homogénea
- N_s es el número de estabilidad

El máximo número de olas, N , que debe ser usado es de 7500, ya que después de este número de olas la estructura llega a alcanzar cierto equilibrio. Los valores de daño, S , se muestran en la tabla III.5.

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

Tabla III.5 Valores de daño, S , para rompeolas con corazas de dos diámetros de espesor. (van der Meer, 1993)

Para aguas someras

En estudios posteriores, realizados por van der Meer (van der Meer, 1993), en ensayos para profundidades limitadas, se observó que la altura de ola significativa (H_s), no es un buen parámetro en las ecuaciones de estabilidad, por tal motivo, propone utilizar la $H_{2\%}$ (altura de ola correspondiente al 2% de probabilidad de excedencia). Es decir, para aguas someras, la estabilidad de las piezas del manto principal requiere un valor mayor de altura de ola y las ecuaciones modificadas son las siguientes:

$$N_s = \frac{H_{2\%}}{\Delta D} = 8.7P^{0.18} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} Ir^{-0.5}, \text{ para } Ir < Ir_c \quad (\text{III.14})$$

$$N_s = \frac{H_{2\%}}{\Delta D} = 1.4P^{-0.13} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \sqrt{\cot \alpha} \cdot Ir^P, \text{ para } Ir > Ir_c \quad (\text{III.15})$$

La $H_{2\%}$ se debe calcular tomando en cuenta el cambio que sufre el oleaje al pasar de aguas profundas a aguas someras, especialmente la rotura debida al fondo.

Las fórmulas presentan la ventaja de generar curvas que relacionan el número de Iribarren, la altura de ola significativa y el nivel de daño, no obstante, tienen la desventaja de utilizarse solamente para taludes de escollera y la estimación del parámetro de porosidad, p , es ambigua.

III.5.2 FORMULACIÓN PROPUESTA POR SILVA ET AL (1998)

Para diseñar con oleaje irregular, el SPM presenta una serie de sugerencias, propuestas por varios autores, para determinar qué altura de ola de diseño se va a utilizar, sin recomendar alguna en especial, lo mismo ocurre con el método de Losada.

Jensen et al. (1996), después de haber realizado una serie de experimentos en el laboratorio; llegaron a la conclusión de que si se utilizaba la H_{250} (la media de las 250 olas más altas de un estado de mar); al aplicar las fórmulas del Shore Protection Manual (1984), se produce el mismo efecto en la estructura al someterla a la acción del oleaje irregular. Por otro lado, Vidal et. al. (1995) proponen usar la H_{100} (la media de las cien olas más altas en un estado de mar) cuando se aplica la fórmula de Losada. Es mejor utilizar el concepto de probabilidad de excedencia Hn en lugar de $H/1/n$, ya que en el primero se está considerando implícitamente la duración de la tormenta.

Si se desconoce la distribución de alturas de ola, se puede aplicar la fórmula de Tayfun (1981). Al aplicar la fórmula de Tayfun, se obtiene como resultado una distribución de probabilidades como la que se muestra en la figura III.8.

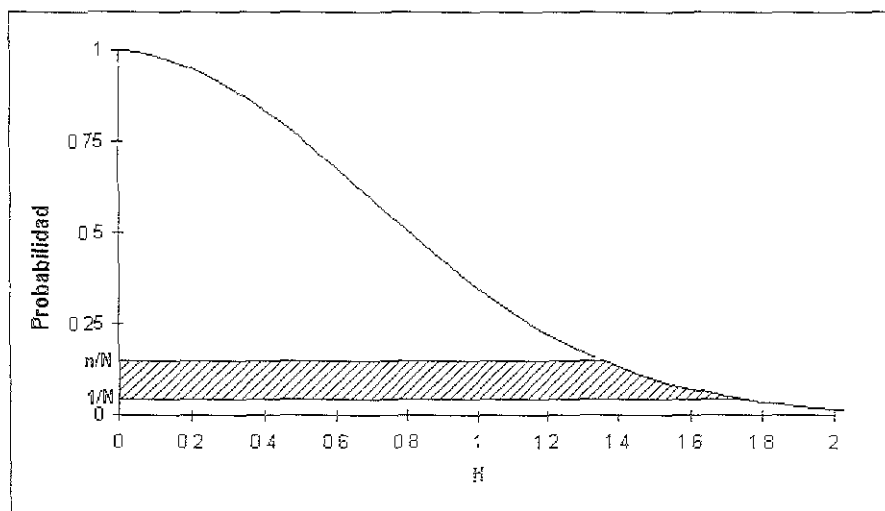


Figura III.8 Ejemplo de la probabilidad de excedencia de altura de ola, según Silva et al (1998)

La mínima probabilidad de excedencia para un estado de mar definido por, N , olas es $1/N$. H_n sería la altura media encontrada dentro del intervalo de probabilidad de excedencia n/N y N y se calcula de la siguiente manera:

$$H_n = \frac{N}{n-1} \int_{1/N}^{n/N} P dH \quad (III.16)$$

La integración se realiza sobre la curva de densidad de probabilidad, pero los límites se determinan sobre una curva de altura de ola contra probabilidad de excedencia. El límite inferior es la altura de ola con probabilidad de excedencia de $1/N$ y el límite superior es la altura de ola para la probabilidad de excedencia n/N .

Después de obtener la altura de ola para el diseño, se aplica el método de Losada, para estimar la estabilidad de las piezas del manto principal.

En general, cuando se utilizan los parámetros de K_D presentados en el Shore Protection Manual (1984), los valores del peso de las piezas son muy conservadores, de igual manera que si se usa la H_{100} o H_{250} . Cabe recordar, que el número de estabilidad de Hudson y la fórmula de estabilidad de Losada están relacionados de la siguiente manera.

$$N_s^3 = 1/\Psi^2 \tag{III.17}$$

III.5.3 COMPARACIÓN DE RESULTADOS

Se realizó una comparación de resultados entre los métodos de Van der Meer, el método de Losada usando la altura de ola sugerida por Vidal (1995) y el del Shore Protection Manual usando la altura de ola propuesta por Vidal (1995), para ello se utilizaron los resultados experimentales obtenidos por van der Meer (1988).

Método	Parámetros $\rho_s=2650\text{kg/m}^3$, $\rho_w=10250\text{kg/m}^3$, $1.5 \leq S \leq 2.5$
Van der Meer (1988)	$P = 0.4$
SPM (1984)	$K_D = 4.0$
Losada et al. (1979) (Valores recopilados de Losada et al, 1991)	$\cot \alpha = 3.0: I_{r0} = 0.88, A_w = 0.04697, B_w = -0.8084$ $\cot \alpha = 2.0: I_{r0} = 1.33, A_w = 0.05698, B_w = -0.6627$ $\cot \alpha = 1.5: I_{r0} = 1.77, A_w = 0.09035, B_w = -0.5879$

Tabla III.6 Parámetros usados en la evaluación de los métodos.

Los análisis se realizaron para series de oleaje de 1000 y 3000 olas. Los parámetros utilizados en la comparación se muestran en la tabla III.6 y los resultados aparecen en las figuras III.9 y III.10.

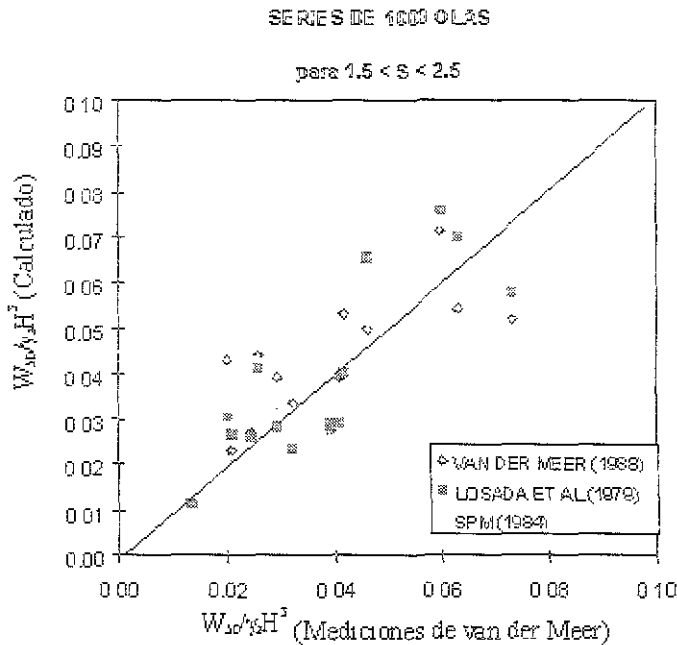


Figura III.9 Métodos de: SPM (1984), Losada et al. (1979) y van der Meer (1988) versus datos experimentales de van der Meer (1988); para el peso de ola adimensional de las piezas de la coraza. Serie de 1000 olas.

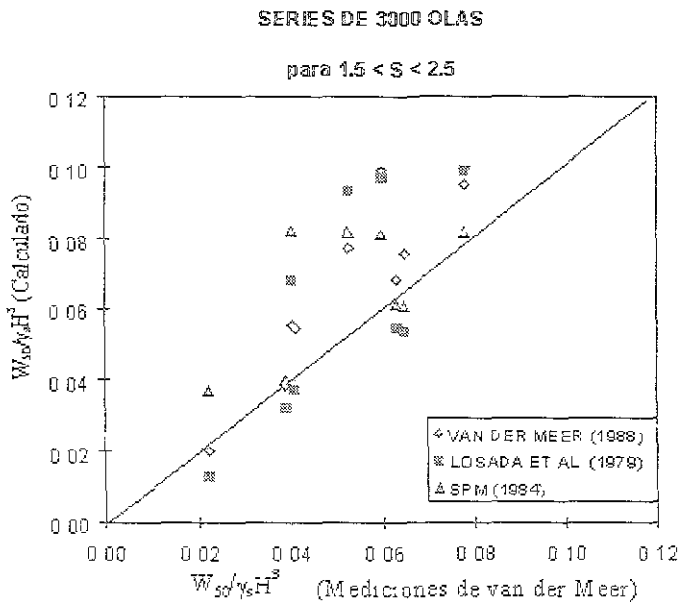


Figura III.10 Métodos de: SPM (1984), Losada et al. (1979) y van der Meer (1988) versus datos experimentales de van der Meer (1988); para el peso de ola adimensional de las piezas de la coraza. Serie de 3000 olas.

Además de la comparación gráfica que se presenta en las figuras III.9 y III.10, se determinó el error estándar producido al utilizar cada uno de los métodos analizados; los resultados se muestran a continuación:

Error Estándar			
Serie de 1000 olas		Serie de 3000 olas	
-van der Meer:	0.0031	-van der Meer:	0.0061
-Losada:	0.0029	-Losada:	0.0075
-SPM:	0.0039	-SPM:	0.0064

La extensión del método de Losada et. al. (1979) al oleaje irregular y el método de van der Meer, toman en cuenta el efecto del periodo de la ola, ambos métodos generan resultados con un grado de dispersión similar. Aunque el método del SPM no toma en cuenta el periodo del oleaje también genera errores similares a los de Losada y van der Meer.

III.6 CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO III

En este capítulo se analizaron tres metodologías para el cálculo del peso de las piezas de la coraza, de este análisis se concluye lo siguiente:

Método de Hudson. Para oleaje regular el método del SPM es muy sencillo de aplicar, pero, sobrestima el peso de las piezas del manto principal. El método de Losada genera piezas más pequeñas pero su aplicación es un poco más complicada.

Método de van der Meer. Se utiliza sólo para taludes de escollera y la manera de determinar el parámetro de porosidad, P , es muy ambigua. Además sólo se aplica para el diseño con una altura de ola $H_{2\%}$, por lo que su rango de empleo está muy limitado.

Método de Losada. Se utiliza para diferentes tipos de piezas y en el caso de bloques paralelepípedos es posible conocer el valor máximo de la función estabilidad para diferentes criterios de daño o avería.

Si se usa la altura de ola H_{250} (como lo sugiere Jensen et. al., 1996), al utilizar la fórmula de Hudson o la H_{100} como al usar la fórmula de Losada (como lo sugiere Vidal et. al., 1995), para estimar el peso de las piezas del manto principal, se obtienen resultados semejantes a los obtenidos por van der Meer.

Los valores del parámetro de estabilidad K_b son ambiguos, ya que presentan grandes cambios para condiciones muy parecidas. Por ejemplo; para escolleras, el valor de K_b pasa de 2 a 4, si el oleaje rompe o no, sin ningún valor intermedio.

IV. DISEÑO DE ESPALDONES

IV.1. DESCRIPCIÓN DE ESPALDONES

Un espaldón es una estructura reflejante de comportamiento frágil, que se encuentra empotrada en una escollera lo suficientemente alta como para que el espaldón emerja sobre el nivel medio del mar, de tal manera, que la ola lo alcanza mientras ésta se encuentra en su proceso de ascenso sobre el talud del dique. Dentro de los diques con estructuras reflejantes, el espaldón es el que más energía disipa, ya que parte de la energía se disipa en el proceso de rotura y sobre el talud de la escollera. Fig. IV.1

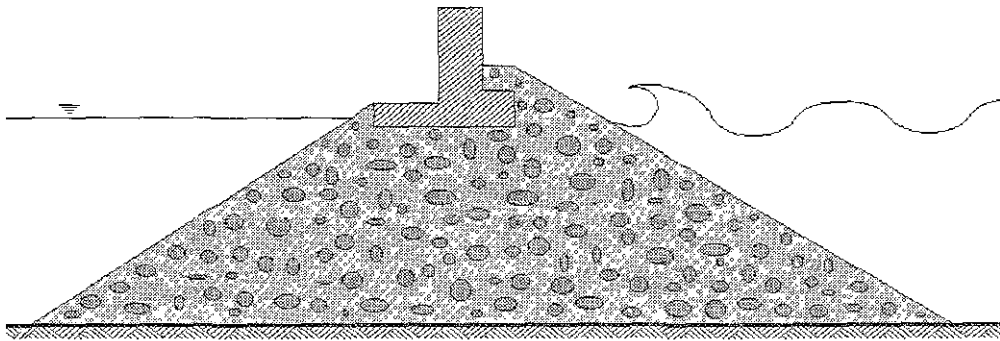


Figura IV.1 Esquema de un espaldón

IV.2 CONDICIONES DE ESTABILIDAD PARA EL DISEÑO DE ESPALDONES

Un espaldón debe diseñarse para resistir las fuerzas de deslizamiento y los momentos de volteo que se presentan durante su vida útil; asimismo, la capacidad de resistencia de la cimentación del rompeolas debe revisarse, con el fin de que no vaya a ser excedida. Los factores de seguridad contra deslizamiento y volteo bajo la acción del oleaje, para los espaldones, se definen de la siguiente manera:

Factor de seguridad contra deslizamiento

$$F.S = \frac{C_f (W - U)}{F_h} > 1.2 \quad (IV.1)$$

Factor de seguridad contra volteo

$$F.S = \frac{(M_w - M_u)}{M_{Fh}} > 1.4 \quad (IV.2)$$

Donde: C_f es un coeficiente de fricción entre el concreto y las rocas del rompeolas que debe determinarse según el material del talud y la forma de la estructura. Nagai propone un valor de $C_f = 0.6$ para espaldones grandes (consultado en Goda, 1985) y Hamilton (1992) un valor de 0.5 para espaldones pequeños y parapetos

W es el peso de la estructura

U es la fuerza de subpresión

F_h es la resultante de las fuerzas producidas por el oleaje

M_i son los momentos de volteo

IV.3 MÉTODOS PARA ESTIMAR LAS FUERZAS EN LOS ESPALDONES

A continuación, se presenta una breve descripción de cuatro métodos existentes para estimar las fuerzas producidas por el oleaje que se presentan en un espaldón.

IV.3.1 MÉTODO DE MARTÍN ET AL.

Martín et. al. (1995), propusieron un método que se basa en la observación del arribo de una ola sobre un espaldón, de esta observación se sugiere que existen dos picos de presión de diferente naturaleza y que se presentan en distintos tiempos. El primer pico de presión se debe a la fuerza horizontal del flujo al llegar a la estructura y por su naturaleza, a esta presión se le denomina presión dinámica (P_d). El segundo pico se presenta durante el descenso del agua acumulada frente a la estructura, esta presión se debe principalmente a aceleraciones verticales y se le denomina presión pseudo- hidrostática (P_h).

La presión dinámica y pseudo- hidrostática siempre están presentes; además, la magnitud de las presiones depende del tipo del oleaje y de las características geométricas de la escollera y del espaldón, por lo que no es posible saber, de antemano, cuál de las dos presiones va a producir la condición de estabilidad más desfavorable para el dique. Por lo anterior es necesario estimar en todos los casos el cálculo de la presión dinámica y pseudo- hidrostática.

IV.3.1.1 Condiciones de aplicación del método

El método fue desarrollado con base en estudios experimentales, realizados con incidencia normal del oleaje, no obstante, se ha verificado que las leyes de presiones tienen el mismo comportamiento para ángulos de incidencia de hasta 20° .

Las variaciones de presión de muy poca duración, como las ocasionadas por la turbulencia después de la rotura, no son tomadas en cuenta, debido a que el tiempo de aplicación de estas fuerzas es muy corto con relación a los tiempos de oscilación de las estructuras. Y se ha demostrado que este tipo de impulsos no influyen en la estabilidad de la estructura.

El método no puede utilizarse cuando el oleaje rompe en voluta o colapso sobre el espaldón. El tipo de rotura del oleaje depende de la profundidad, talud de la escollera, altura y tamaño de la berma. Con estos parámetros se debe garantizar que el oleaje rompa en oscilación sobre la estructura o que rompa antes de alcanzar el espaldón. Para garantizar que el oleaje rompa en oscilación se debe cumplir que: $Ir > 3.1$ (Günbak, 1976). Si las olas no cumplen esta condición, entonces, la cota de coronación Ac y el tamaño de la berma B , deben garantizar que se produzca la rotura antes de alcanzar el espaldón.

Los autores del método proponen una curva experimental (Fig. IV.2) para determinar las condiciones en que se puede aplicar el método.

El método propuesto por Martín fue desarrollado bajo la acción del oleaje monocromático, no obstante, puede utilizarse bajo la acción de oleaje irregular haciendo uso de la hipótesis de equivalencia.

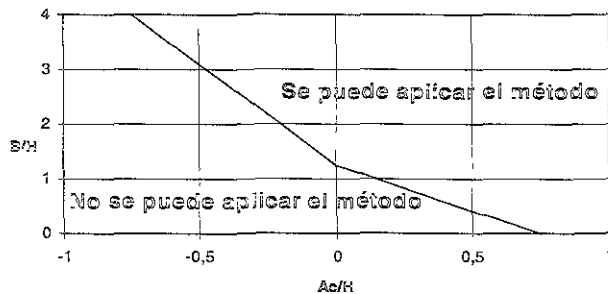


Figura IV.2 Condición de aplicación del método si $Ir < 3.1$, según Martín (1995)

IV.3.1.2 Cálculo de la presión dinámica

De acuerdo con los trabajos experimentales realizados por Günbak (1984) y Martín (1995), se puede considerar que la ley de presiones sobre un espaldón es uniforme.

En la figura IV.3 se presenta un diagrama de las leyes de presión sobre el espaldón y las dimensiones Ac , B y S .

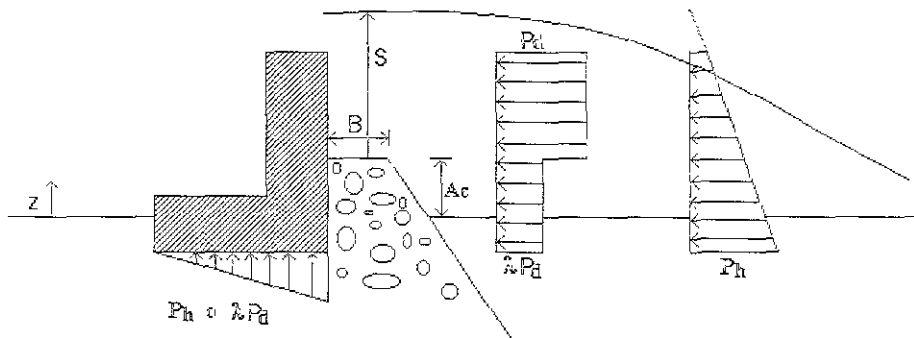


Figura IV.3 Diagrama de leyes de presión sobre un espaldón.

La presión dinámica sobre un espaldón se puede calcular de la siguiente manera:

$$P_d = \alpha \cdot \rho \cdot g \cdot S \quad \text{para } A_c < z < A_c + S \quad (IV.3)$$

$$\alpha = \frac{2Ru}{H \cos^2 \beta \cos^2 \theta} \quad (IV.4)$$

$$S = H \frac{1 - A_c}{Ru} \quad (IV.5)$$

- donde: H es la altura de la ola de cálculo al pie del dique
 β es el ángulo del talud respecto a la horizontal
 θ es el ángulo de incidencia del oleaje respecto a la perpendicular del dique
 A_c es la altura de coronación del dique respecto al NMM
 Ru es el ascenso máximo y se calcula mediante la expresión II.4.

Si el oleaje incide contra el talud con un ángulo distinto de cero, se corrige el ascenso máximo con la siguiente expresión:

$$Ru(\theta) = Ru(0) \cos(\theta) \quad (IV.5)$$

donde: $Ru(\theta)$ es el ascenso máximo del oleaje con un ángulo de incidencia θ respecto a la normal del dique.

$Ru(0)$ es el ascenso máximo para oleaje con incidencia normal.

La parte del espaldón que está protegida por el rompeolas, experimenta menos presión que la zona directamente expuesta, ya que parte de la energía es absorbida y reflejada por las piezas

del talud y la berma. Martín et al. determinaron experimentalmente que la ley de presiones en esta zona es proporcional a la dinámica en la zona no protegida y proponen la siguiente expresión para calcularla:

$$P_{d'} = \lambda \cdot P_d \quad \text{para} \quad \text{cota de cimentación } < z < A_c \quad (IV.7)$$

donde:

λ es un coeficiente de reducción debido a la berma.

$$\lambda = 0.8e^{(-10.9B/L)} \quad \text{para} \quad 0.03 < B/L < 0.075 \quad (IV.8)$$

En la Fig. IV.4, se presenta la curva de mejor ajuste de los resultados experimentales, obtenidos por los autores, para la estimación del parámetro λ . Los resultados se presentan en relación a la berma relativa (B/L), donde L es la longitud de onda al pie del talud.

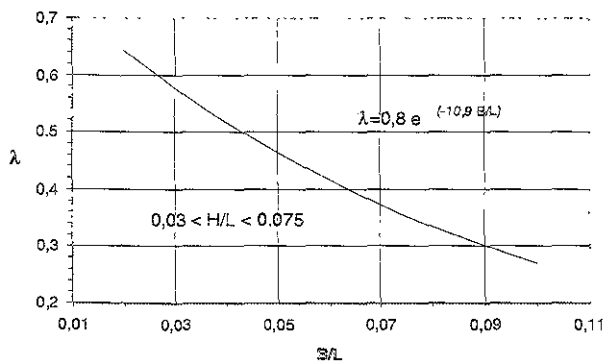


Figura IV.4 Valores de λ respecto a B/L

IV.3.1.3 Cálculo de la presión Pseudo- hidrostática

Martín et al., compararon experimentalmente que la ley de presiones pseudo- hidrostática es lineal y proporcional a $\mu \rho g$.

Para el cálculo de la presión pseudo- hidrostática se propone la siguiente expresión:

$$P_h(z) = \mu \rho g (S + A_c - z) \quad \text{para} \quad \text{cota de cimentación } < z < A_c + S \quad (IV.9)$$

En la figura IV.5, se presentan los resultados experimentales reportados por Martín para la evaluación del parámetro μ . En la gráfica se observa que μ depende del número, n , de piezas que forman la berma y del peralte de la oía.

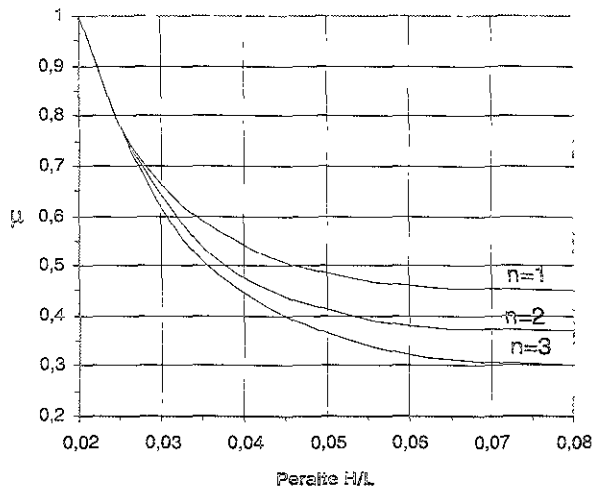


Figura IV.5 Valores de μ respecto a n y H/L

IV.3.1.4 Cálculo de la Subpresión

Martín et al. proponen una distribución lineal de las subpresiones, desde el valor Ph o λPd (el mayor de los dos) del lado expuesto al oleaje a un valor de cero en el lado protegido; si la profundidad de la cimentación se encuentra por arriba del nivel medio del mar, o hasta el valor de $\rho g z$ si se encuentra cimentado bajo el nivel del agua. Cabe destacar que la distribución real de las subpresiones es del tipo parabólica, pero con la aproximación lineal se comete un error menor al 10% y siempre del lado de la seguridad (Martín et al 1995).

IV.3.2. MÉTODO DE JENSEN

Jensen (1984) presentó un nuevo modelo para calcular las fuerzas que se presentan en un rompeolas. El modelo se desarrolló para oleaje irregular y da directamente la fuerza para una probabilidad de excedencia del 0.1%. Éste ha sido el valor de diseño recomendado por el autor. La fuerza se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$\frac{F_{h0.1\%}}{\rho g h_f L_{op}} = a_j + b_j \left(\frac{\bar{H}_s}{A_c} \right) \quad (IV.10)$$

- donde: h_f es la altura total del espaldón
 L_{op} es la longitud de onda en aguas profundas asociada al período pico
 H_s es la altura de ola significativa
 A_c es la altura de la berma desde el nivel medio del mar

a_i y b_i son parámetros de ajuste que se determinan experimentalmente y toman en cuenta la pendiente de inclinación de la estructura, la inclinación de la coraza, la permeabilidad de la coraza y la geometría de la cresta.

Bradbury et al. (1988) ajustaron los resultados que obtuvieron de cinco diferentes modelos de rompeolas a la ecuación IV.10 y observaron que esta ecuación representa muy bien los resultados experimentales; no obstante, los valores de los parámetros a_i y b_i deben ser determinados para cada geometría. En 1993, Burtcharth resumió los resultados de Jensen y Bradbury, en la siguiente tabla.

Ensayes realizados por:	Sección	Rango de parámetros para las pruebas			Valores de a_i y b_i para la prob.de excedencia del 1%	
		$A_c(m)$	$S_{op}=Hs/L_{op}$	H_s/A_c	a_i	b_i
Jensen	A	5.6-10.6	0.016-0.036	0.76-2.5	-.026	0.051
Jensen	B	1.5-3.0	0.005-0.011	0.82-2.4	-0.016	0.025
Bradbury	C	0.10	0.023-0.07	0.9-2.1	-0.038	0.043
Bradbury	D	0.14	0.04-0.05	1.43	-.0247	0.028
Bradbury	E	0.18	0.04-0.05	1.11	-.0095	0.0107

Tabla IV.1 Valores de a_i y b_i obtenidos por Jensen y Bradbury (Pedersen, 1996).

Por otro lado, Jan Pedersen en agosto de 1996, publicó un estudio experimental sobre las fuerzas del oleaje en espaldones. Pedersen realizó 370 pruebas de laboratorio en 12 diferentes tipos de rompeolas, con el fin de evaluar, entre otros parámetros, la fuerza actuante en espaldones para distintas series de oleaje irregular. Debido a la sencillez del método Jensen y a la amplia gama de resultados que presenta Pedersen, se analizó el método de Jensen con los resultados experimentales de Pedersen. En este análisis, se utilizaron seis de las secciones que utilizó Pedersen y los resultados se compararon con el método propuesto por Jensen. Cabe destacar, que los parámetros de ajuste a_i y b_i , se obtuvieron para cada una de las secciones, profundidad y condición de oleaje. Los resultados se muestran en la figura IV.6.

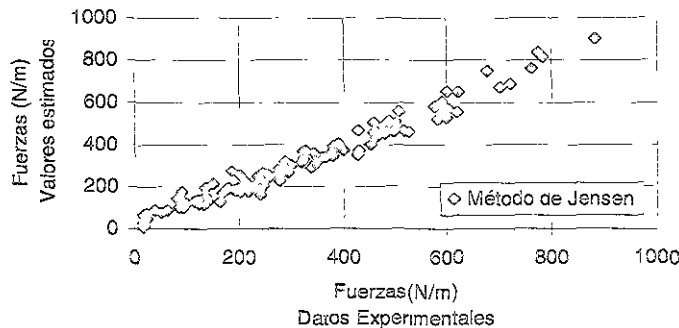


Figura IV.6 Comparación del método de Jensen con los valores experimentales de Pedersen.

Del análisis de los parámetros a_i y b_i , se observa que éstos varían en un rango de $-0.20 > a > -0.017$ y $0.037 > b > .044$. Dado que no es posible tener un par de valores a_i y b_i para cada sección y estado de mar, se realizó un promedio pesado de los valores a_i y b_i y se determinó que $a_i = -0.18$ y $b_i = 0.041$, obteniendo lo siguiente, Fig. IV.7.

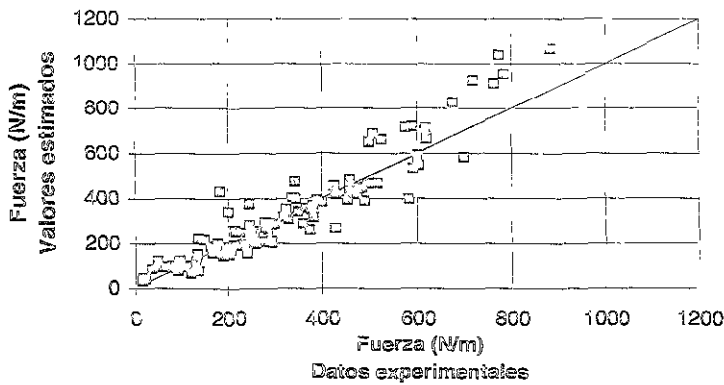


Figura IV.7. Método de Jensen comparado con los datos experimentales de Pedersen, usando los valores promedio de a_i y b_i

IV.3.3. MÉTODO DE PEDERSEN

Pedersen y Burcharth (1992) propusieron un modelo para obtener las fuerzas en un espaldón; este modelo se basa en el propuesto por Jensen.

En la figura IV.8, se muestra un esquema de la distribución de presiones del modelo propuesto por Pedersen.

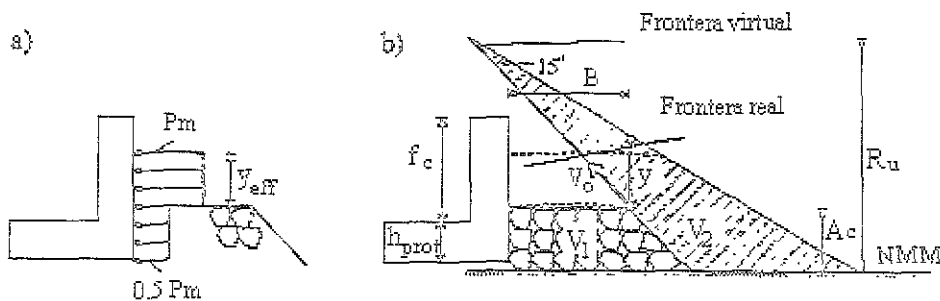


Figura IV.8(a) Distribución de presiones sugerida en un espaldón. (b) Bocquejo del límite del ascenso máximo y los parámetros de diseño.

Jensen supone que la magnitud de la presión de impacto P_m , se puede determinar como la presión estacionaria correspondiente a la velocidad de ascenso, v_0 , en la frontera de la cresta,

es decir, el agua choca contra el espaldón en una dirección perpendicular a éste, con una velocidad v_0 .

$$v_0 = \sqrt{2g \cdot (Ru - A_c)} \quad (IV.11)$$

P_m es la componente de presión del oleaje causada por la presión estacionaria y se expresa como:

$$P_m = g\rho \cdot \frac{v_0^2}{2g} \quad (IV.11)$$

$$y_{eff} = \min \left[\frac{y}{2}; f_c \right] \quad (IV.12)$$

Por lo que las fuerzas horizontales actuando sobre el espaldón son:

$$F_{hu} = P_m \cdot y_{eff} \quad (IV.13)$$

Para una probabilidad de excedencia de 0.1% la fuerza horizontal total es:

$$F_{h0.1\%} = 0.21 \sqrt{\frac{L_{om}}{B}} \cdot (1.6F_{hu0.1\%} + V \cdot F_{h0.1\%}) \quad (IV.14)$$

donde: $V = V_2/V_1$ para $V_2 < V_1$ y $V=1$ para $V_2 \geq V_1$

Los coeficientes de 0.21 y 1.6 fueron determinados, por Pedersen, de manera experimental para una probabilidad de 0.1%. El método sólo es aplicable para esta probabilidad de excedencia.

Para la estimación del ascenso máximo se utilizaron las expresiones propuestas por van der Meer, ecuaciones II.5, II.6 y II.7 (Pedersen, 1996).

En el caso de diques con taludes de cubos colocados de manera regular, Pedersen utilizó la siguiente expresión propuesta por van der Meer y Stam (1992):

$$\frac{Ru_{2\%}}{H_s} = 1.5 \bar{r}_{Op} \text{ con un máximo de } \frac{Ru_{2\%}}{H_s} = 3 \quad (IV.15)$$

Además, ajustó sus resultados experimentales a la ecuación anterior y dedujo que:

$$Ru_{0.1\%}(Ped) = 0.9 \cdot R_{2\%}(v.d.M) \quad \text{con un máximo de } \frac{Ru_{2\%}}{H_s} = 3.2 \quad (IV.16)$$

La ecuación IV.14 es válida para el siguiente rango de parámetros (Pedersen, 1996):

$$\begin{array}{rclcl} 1.1 & \geq & Ir & \geq & 4.2 \\ 0.5 & \geq & Hs/Ac & \geq & 1.5 \\ 1.0 & \geq & Rc/B & \geq & 2.6 \\ 0.3 & \geq & Ac/B & \geq & 1.1 \\ 1.5 & \geq & cot\alpha & \geq & 3.5 \end{array}$$

IV.3.4 MÉTODO MODIFICADO DE MARTÍN

Este método, es una modificación, al desarrollado por Martín et al., propuesta por Govaere (1997). La modificación estriba, principalmente, en el procedimiento empleado para utilizar la metodología considerando oleaje irregular.

IV.3.4.1 Condiciones de aplicación del método

1. Se recomienda utilizar este método, cuando los datos oceanográficos y los recursos de laboratorio son limitados.
2. Los parámetros de diseño que se calcularon, se utilizan en fórmulas desarrolladas para oleaje regular e irregular y fueron obtenidos de pruebas experimentales.
3. El método es aplicable para cualquier probabilidad de excedencia.
4. Para lugares en donde no existan datos sobre la distribución de las alturas de olas, se asume que la estructura se construirá en aguas intermedias y se utiliza la distribución de alturas de ola de Tayfun, como se indica en el capítulo I.

IV.3.4.2 Metodología propuesta

Para la aplicación del método es necesario conocer las siguientes características del lugar donde se va a construir la estructura: H_{rms} , \bar{T} y la profundidad, d , a pie del dique.

1. Con el periodo medio, se calcula la longitud de onda en aguas profundas L_0 (ecuación II.2) y haciendo uso de la relación de dispersión se determina la longitud de onda, L , a la profundidad que se tiene a pie del dique (ecuación I.28).
2. Para un ancho de berma, B , se calcula la relación B/L . Con esta relación se utiliza la expresión IV.8 y se determina el valor de λ .

3. El modelo requiere conocer la altura de ola y el ascenso máximo para la probabilidad de excedencia que se desea calcular. La $H_{x\%}$ y el $Ru_{x\%}$ se evalúan mediante la función de distribución de probabilidad propuesta por Tayfun, tal y como se explica en los capítulos I y II (sección II.1).
4. Con la $H_{x\%}$ y el $Ru_{x\%}$ se aplica la ecuación IV.5 para determinar la lámina de agua sobre el manto, S .
5. Se estima el valor de α con la ecuación IV.4, para evaluar la presión dinámica con la expresión IV.3. En el paso 2 se obtuvo el valor de λ , con ese valor se puede obtener la presión dinámica para la zona protegida aplicando la ecuación IV.7
6. Para conocer el valor de la fuerza dinámica por unidad de metro de longitud del espaldón, se realiza la siguiente operación: $Fd = Pd * Lexp + Pd' * Lpro$ ($Lexp$ =longitud expuesta, $Lpro$ =longitud protegida).
7. Para el cálculo de la presión pseudo- hidrostática se determina el valor de μ con la gráfica IV.5 y se evalúa la presión con la fórmula IV.9. Con esta expresión se calcula la presión pseudo- hidrostática a la altura de la cimentación y a la altura del francobordo.
8. La fuerza hidrostática por unidad de longitud del espaldón es:

$$Fph = (Ph(cim) + P(fb)) / 2 * \text{altura del espaldón}$$
9. Por último, se comparan los valores de las fuerzas dinámica y pseudo- hidrostática, siendo la de mayor valor la que se tome en cuenta para el análisis de estabilidad.

Al utilizar la distribución de Tayfun, para evaluar la altura de ola y el ascenso máximo para una cierta probabilidad de excedencia, se reduce considerablemente el proceso para determinar la fuerza de excedencia buscada, ya que al aplicar la hipótesis de equivalencia era necesario realizar una gran cantidad de cálculos.

IV.4 COMPARACIÓN DE RESULTADOS

Para comparar los resultados de los métodos anteriormente citados, se utilizaron las mediciones realizadas por Burcharth et al. (1995), en el Dique de Ciervana. En la figura IV.9 se muestra la geometría del dique sobre el cual Burcharth, llevó a cabo una serie de mediciones de presiones, para diferentes estados de mar.

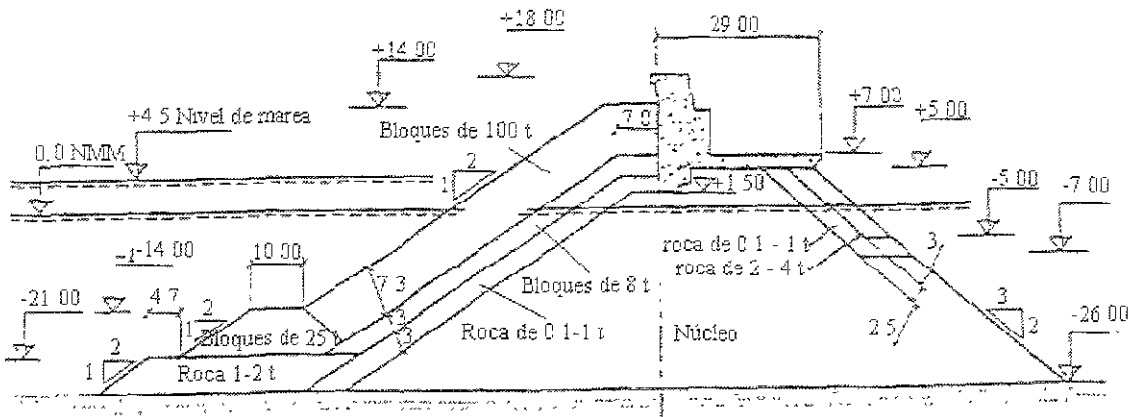


Figura IV.9 Esquema del Dique de Ciervana

Como se observa en la figura IV.9, la base del espaldón se encuentra en la cota +1.5m, la corona del bordo libre del espaldón está en la +18, la cresta del dique se encuentra en la +14m; estas elevaciones son con respecto al nivel del puerto. El ancho de berma es de 9m. La profundidad a pie de dique es de 26m y el rango de marea de diseño es de 4.5m.

Los estados de mar utilizados para la comprobación de los métodos se resumen en la tabla IV.2.

<i>Hs</i> (m)	8	9	10	11	12
<i>Tp</i> (s)	15	16	17	19	20

Tabla IV.2 Parámetros de los estados de mar usados en la simulación

Para la aplicación del método de Martín, se utilizó la hipótesis de equivalencia, un parámetro de anchura espectral $\gamma=1.4$ y un registro de tiempo de 3000 olas individuales. Se aplicó el método con cada una de las olas para obtener la fuerza sobre el espaldón, y luego, a la fuerza calculada se le asignó la probabilidad de ocurrencia de la ola en el registro.

Respecto a la modificación propuesta por Govaere, no se tuvo información disponible sobre el periodo medio, por lo que se recurrió a la expresión propuesta por Goda (1990) para estimar el periodo medio a partir del periodo pico espectral. La expresión propuesta por Goda es la siguiente:

$$\bar{T} = T_p \left[1 - .532 * (\gamma + 2.5)^{-0.569} \right] \tag{IV.13}$$

Los valores de A_u y B_u utilizados, corresponden a un dique con núcleo impermeable y coraza compuesta por cubos y son: $A_u=1.53$ y $B_u=-0.47$.

Los resultados de la fuerza, asociada a una probabilidad de excedencia de 0.1% para los métodos de Jensen, Martín y Govaere, así como los resultados experimentales, se muestran en la figura IV.10.

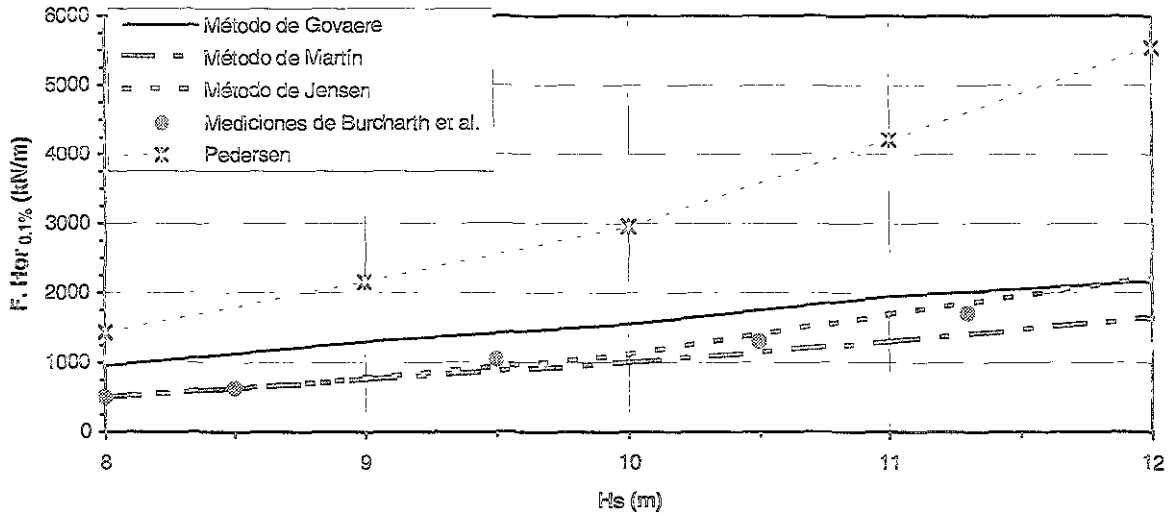


Figura IV.10 Comparación de métodos para estimar la fuerza horizontal al .1% de probabilidad de excedencia vs H_s

Cabe destacar que es imposible evaluar la fuerza horizontal a la que la estructura falla, por lo que es necesario incorporar un coeficiente de seguridad. Si se utiliza el criterio de Goda el factor de seguridad por deslizamiento no debe ser menor a 1.2, mientras que el de volteo no debe ser menor a 1.4.

IV.5 CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO IV

En este capítulo se describe qué es un espaldón, los criterios de estabilidad que deben tenerse para el diseño de estas estructuras y cuatro de los métodos utilizados para determinar la fuerza horizontal debida a la acción del oleaje que se presenta en un espaldón. Se compararon los resultados de cada una de las metodologías utilizadas. De lo anterior se concluye lo siguiente:

1. *El método propuesto por Martín y modificado por Govaere, y el de Martín*, usando la hipótesis de equivalencia, pueden aplicarse para calcular la fuerza horizontal para cualquier probabilidad de excedencia. Ambos métodos dependen directamente del ascenso máximo y pequeñas variaciones en la determinación del éste, produce grandes variaciones en la estimación de la fuerza; por lo que debe tenerse mucho cuidado en su estimación.

2. *El método de Martín et al*, usando la hipótesis de equivalencia, es el más difícil de aplicar, pero, por otro lado, predice las distintas fuerzas horizontales que dependen de un registro de oleaje en el tiempo. Además, según las mediciones de Burcharth, al utilizar el método de Martín se subestimarían las fuerzas en los espaldones.

3. *El método de Jensen*, es el más sencillo de usar y el que presenta mejores resultados, sin embargo, sólo se puede aplicar para determinar las fuerzas en los espaldones al 0.1% de probabilidad de excedencia. Y dado que no presenta una distribución de presiones, no es posible utilizar los criterios de estabilidad propuestos por Goda.

4. *El método de Pedersen (1996)*, presenta algunas inconsistencias al obtener las ecuaciones de la fuerza horizontal; se incluyen una serie de factores y no se indica su procedencia. Otro de los inconvenientes es que no se considera el tipo de material del rompeolas y aplica los mismos coeficientes para cubos, tetrápodos, escollera sin clasificar, etc.

Si se decide diseñar para una probabilidad de excedencia de 0.1%, el método de Jensen da buenos resultados, sin embargo, si se diseña para otra probabilidad de excedencia es recomendable utilizar el método modificado por Govaere.

Aunque ambos métodos presentan buenos resultados al compararse con las mediciones de Burcharth, es conveniente continuar con el estudio de la determinación de los parámetros que intervienen en las formulaciones; ya que en el método de Jensen los parámetros, a_J y b_J , aparentemente no dependen de la geometría y por otro lado el método Modificado por Govaere depende y es muy sensible del ascenso máximo.

FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

El nomograma que sirve para determinar los parámetros que intervienen en la formulación del ascenso máximo, propuesta por Losada, presenta las condiciones de frontera para cuando se tiene un dique homogéneo o con núcleo impermeable, por lo que se debe revisar mediante pruebas de laboratorio, los valores de A_u y B_u para diferentes grados de permeabilidad del manto secundario y subsiguientes.

Se deben analizar otras formas de parametrizar el descenso máximo para oleaje regular e irregular, ya que con las metodologías actuales se presenta una gran dispersión de los datos.

En el caso de rebase, las metodologías que hasta ahora existen, fueron desarrolladas para distintos tipos de diques, es decir, no existe una formulación universal para estimar la descarga por rebase del oleaje. Además, las formulaciones existentes sirven para determinar la descarga media por rebase y si se toma en cuenta que la descarga por rebase es un parámetro fundamental en el diseño funcional de diques rompeolas es necesario conocer también, la descarga máxima. Por lo que es conveniente realizar pruebas de laboratorio que sirvan para estimar la descarga máxima por rebase del oleaje y revisar la formulación propuesta.

En el caso de la estabilidad del manto principal, se deben revisar las metodologías existentes, con el fin de tomar en cuenta, no sólo el oleaje incidente, sino además, el oleaje reflejante.

En el caso del diseño de espaldones, el método de Jensen produce muy buenos resultados, sin embargo, no toma en cuenta parámetros geométricos del espaldón que intervienen en la determinación de la fuerza del oleaje sobre el espaldón, por otro lado, el método de Martín sí toma en cuenta estos parámetros geométricos, pero, depende y es muy sensible, al valor del ascenso máximo. Por lo anterior, es conveniente revisar ambos métodos para obtener una formulación que involucre parámetros geométricos del espaldón, sin tomar en cuenta de manera directa el efecto del ascenso máximo.

REFERENCIAS

Allsop N.W.H., Hawkes P.J. y Franco L. (1985). "Wave Run up on steep slopes – model tests under random waves". Hydraulics Research, Wallingford. Report SR2.

Ahrens, J.P. (1987). "Characteristics of reef breakwaters". CERC, Technical Report CERC-87-17.

Aminti P. & L. Franco (1988). Wave overtopping on rubble mound breakwaters. Proc. 21st ICC. Malaga, Spain.

Battjes, J.A. (1974). "Surf Similarity." Proc. Conf. On Coastal Eng., 14th, Copenhagen, pp. 466-480.

Battjes, J.A. (1977). "Probabilistic aspects of ocean waves". Communications of hydraulics, Dept. Civil Eng. Delft. Univ. Tech., Rept No. 77-2.

Bradbury, A.P., N.W.H. Allsop, and R. Stevens (1988). "Hydraulics performance of breakwater crown walls". Technical Report SR 146, Hydraulics Research, Wallingford, UK.

Bretschneider, C.L. (1959). "Wave variability and wave spectra for wind-generated gravity waves", TM – 118, U.S. Army Corps of Engineers, Beach Erosion Board, Washington D.C.

Bretschneider, C.L. (1964). "Investigation of the statistics of Wave Heights-Discussion." J. Wat. Harb and Coastal Eng, Div. WW1.

Carter, D.J.T. & Challenor, P.G. (1981). "Distribution of wave height". WACAS Inf. Note No 37.

Burcharth, H.F., P. (1993). "The design of breakwaters". Internal report, Aalborg University.

Carter, D.J.T., Challenor, P.G. et al (1986). "Estimating wave parameters for engineering applications." Offshore Technology Report No. OTH 86-228, Dept of Energy, London, England, pp. 92.

Cartwright, D.E. y Longuet-Higgins, M.S. (1956). "The Statistical distribution of the Maxima of a Random Function". Proc. Roy. Soc., Ser. A., pp 212-232.

Cavanié, A., Arnan, M. Ezraty (1976). "A Statistical Distribution Relationship Between Individual Height and Periods of Storm Waves". Int. Conf. on Behavior of Offshore Structures, BOSS, Trondheim. Pp.354-363.

- Daemen, I. F.R. (1991). "Wave transmission at low breakwaters". M. Sc. Thesis. Delft. University of Technology, Faculty of Civil Engineering, Delft.
- Daemrich, K.F. and Kahle, W. (1985). "Schutzwirkung von Unterwasserwellen brechern unter dem einfluss unregelmässiger Seegangswellen". Eigenverlag des Franzius-Instituts für Wasserbau and Küsteningenieurwesen, Heft 61 (In German)
- Dean R. Y Dalrimple R. (1991). "Water wave mechanics for engineers and scientists". Advanced series on Ocean Engineering, volume 2, World Scientific, pp 353.
- García A. et al. (1998). "Factores que intervienen en el diseño geométrico de rompeolas". XV Congreso Nacional de Hidráulica". Oaxaca Mex.
- Goda, Y.(1985). "Random seas and design of maritime structures". University of Tokio Press.
- Goda Y. (1970). "A synthesis of breaker indices". Transactions of the Japanese Society of Civil Engineering, vol. 2, Part 2.
- Goda Y. et al (1978) . "Diffraction diagrams for directional random waves", Proc. 16 th Conf Coastal.
- Govaere G. V. Y Silva R.C. (1997). "Acción del oleaje sobre estructuras marítimas no rebasables". División de estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Green M.O. (1994) "Wave height distribution in storm seas: effect of wave breaking". Journal of Port, Coastal and Ocean Engineering. Vol. 120 No. 3 .
- Günbak A.R. "Rubble Mound Breakwaters" (1979). Div. Port & Ocean Eng., The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway.
- Günbak, A.R., Gökce, T., (1984). "Wave screen stability of rubble mound breakwaters. International Symposium of maritime structures in the Mediterranean Sea. Athens, Greece, pp. 2.99-2.112.
- Hasselmann, K et al, (1973), "Measurements of wind wave growth and swell decay during the Joint North Sea Wave Project (JONSWAP)", Deutsches Hydrogr. Zeitschrift A Nr 12.
- Jensen, O. J. (1984). A monograph on rubble mound breakwaters. Danish Hydraulic Institute, Horsholm, Denmark.

Jensen et al (1996). "Breakwater stability under regular and irregular wave attack". Coastal Engineering Vol. 2, pp 1679 to 1692.

Kees d'Agremond, van der Meer and Rutger & Rutger J. De Jong. (1996). "Wave transmission at low-crested structures" Coastal Engineering Vol. 2, pp 1679 to 1692.

Longuet-Higgins, M.S. (1975). "On the Joint Distribution of Wave Periods and Amplitudes in a Random Wave Field". Jour. Geoph. Res., Vol 80 No. 18, pp 2088-2094.

Longuet-Higgins, M.S. (1983). "On the Joint Distribution of Wave Periods and Amplitudes in a Random Wave Field". Proc. Roy. Soc., N 389, pp. 241-258.

Losada, M. A. & Desiré, J.M. (1984), "Functional comparison of breakwater armor units". Internatl. Symp. On Marit Struct. in the Mediterranean Sea. Athens.

Losada, M.A & Giménez-Curto, L.A. (1979), "An approximation to the failure probability of maritime structures under a sea state". Proc.. Int. Conf. On Port and Ocean. Engineering under Artic Conditions, (POAC), 5th ., Trondheim, Noeway, pp. 1269-1281.

Losada M.A & Giménez Curto L. (1982), "Mound Breakwaters under oblique wave attack: A working Hypothesis". Coastal Engineering, vol 6. No. 1. March, pp. 83-92

Losada M.A. & Giménez-Curto L., "Flow characteristics on rough, permeable slopes under wave action" Coastal Engineering, Elsevier Scientific Publishing company, Amsterdam Holanda.

Losada, M.A. (1990). "Recent developments in the design of mound breakwaters." Gulf Publishing. Handbook on Ocean Eng., pp 939-1050.

Martín et al. (1995). "Un método para el cálculo de las acciones del oleaje sobre los espaldones de los diques rompeolas". Revista de Ingeniería del Agua, Vol. 2., No. 3. Universidad Politécnica de Valencia. Spain. Pp.37-52

Mitsuyasu, H. et al (1975). "Observation of the directional spectrum of ocean waves using a cloverleaf bouy". Jour. Physical Oceanogr., no. 4.

Mogens Hebsgaard, Peter Sloth and Jorgen Juhl (1998) . "Wave overtopping of rubble mound breakwaters". Coastal Engineering, vol 2, pp 2235-2248.

Numata, A. (1976), "Laboratory Formulation for Transmission and Reflection at Permeable Breakwaters of artificial blocks", Coastal Engineering in Japan, Vol. XIX. pp 47-58.

Owen, M.W. (1980). Design of seawalls allowing for wave overtopping. Technical Report Ex 924, Hydraulics Research, Wallingford, UK.

Pedersen, J., and H.F. Burcharth (1992). Wave forces on crown walls. In Proc. 23rd International conference on Coastal Engineering, Venice Italy. Publ. By American Society of Civil Engineers

Pedersen, J. (1996). "Wave Forces and Overtopping on Crown Walls of Rubble Mound Breakwaters". Hydraulics & Coastal Engineering Laboratory. Department of Civil Engineering. Aalborg University.

Pedrozo, A. (1999). "Análisis frecuencial y temporal del oleaje". Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil, en la Facultad de Ingeniería de la UNAM.

Pierson, W.J. Fr. & Moskowitz, Y. (1964). "A proposed structural form for fully developed wind seas based on the similarity theory of S.A. Kitaigorodski". Journ. Geophys. Res., vol. 69, pp 5191-5190.

Powell, K.A. and Allsop, N.W.H. (1985). "Low crested breakwaters, hydraulic performance and stability. Hydraulics Research, Wallingford. Report EX 1346.

Rosengaus, M. (1997). "Fundamentos de Hidráulica Marítima". Apuntes de clase de la asignatura de Hidráulica Marítima. Impartida en la DEPMI, Campus Morelos.

Seelig W. N., (1980). "Estimation of Wave Transmission Coefficients for Overtopping of Impermeable Breakwaters". Coastal Engineering Technical aid NO. 80-7.

Silva, R. (1997). "Apuntes de clase de la asignatura de Hidráulica Marítima". Impartida en la DEPMI, UNAM.

Silva, R. et al (1998). "An Statistical Tool for Breakwater Design".

SPM(1984). Shore Protection Manual. U.S. Army Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center, Vicksburg, USA.

Tayfun, M.A. (1981). "Breaking-limited wave heights". Jour. Wat., Port Coast. and Oce. Eng, Vol. 107, No WW2.

van der Meer (1988). "Rock slope and gravel beaches under wave attack". Publication 396, Delft Hydraulics.

van der Meer J.W. and C.J.M. Stam (1992). "Wave run up on smooth and rock slopes of coastal structures". *Of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering* Vol. 118, No. 5.

De Waal, J.P. and van der Meer, J.W. (1992). "Wave run-up and overtopping at coastal structures". ASCE, Proc. 23rd ICC, Venice, Italy.

van der Meer J.W., (1993). "Conceptual design of rubble mound breakwaters. Publication 483, Delft Hydraulics.

van der Meer J.W. and Janssen J.P.F.M. (1994). "Wave run up and overtopping at dikes and revetments. Publication 485, Delft Hydraulics.

Vidal C. Losada, M.A. and Mansard (1995). "Suitable wave height parameters for characterising breakwater stability". *J. Wat., Port, Coastal and Ocean Eng.*, Vol. 107, No. 2.