

63



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

---

---

## FACULTAD DE INGENIERÍA

Criterios para el diseño de espaldones  
en rompeolas de piezas sueltas.

TESIS

Como requisito para obtener el título de  
Ingeniero Civil

Presenta

MENDOZA BALDWIN EDGAR GERARDO

DIRECTOR DE TESIS

Dr. RODOLFO SILVA CASARÍN



MÉXICO, D.F.

10/2000

MARZO 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.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

Criterios para el diseño de espaldones  
en rompeolas de piezas sueltas

TESIS

Como requisito para obtener el título de  
Ingeniero Civil

Presenta

MENDOZA BALDWIN EDGAR GERARDO

DIRECTOR DE TESIS

Dr. RODOLFO SILVA CASARÍN



MÉXICO, D.F.

277540  
MARZO 2000



AD NACIONAL  
NºMA DE  
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
FING/DCTG/SEAC/UTIT/012/2000

Señor  
**EDGAR GERARDO MENDOZA BALDWIN**  
Presente .

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **DR. RODOLFO SILVA CASARIN**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

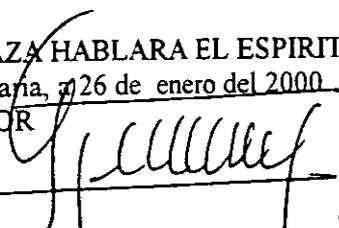
**“CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE ESPALDONES EN ROMPEOLAS DE PIEZAS SUELTAS”**

- INTRODUCCION**
- I. CARACTERIZACION DEL CLIMA MARITIMO**
  - II. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO GEOMETRICO**
  - III. DISEÑO MECANICO DE DIQUES**
  - IV. DISEÑO DE ESPALDONES**
  - V. CONCLUSIONES GENERALES Y FUTURAS LINEAS DE TRABAJO**
- ANEXO I. TEORÍA LINEAL.**

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

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

Atentamente  
“POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU”  
Cd. Universitaria, 26 de enero del 2000  
EL DIRECTOR

  
M. en C. GERARDO FERRANDO BRAVO

*A mis padres Gustavo y Eva  
Por el aliento y ejemplo  
Que siempre me han sido.*

*A mi hermano Gustavo  
Por que estuviste ahí  
Cuando más te necesité.*

*A Yazmín Villanueva  
Por que le diste a mi vida  
Un sentir y un motivo.*

## **AGRADECIMIENTOS.**

*Qué agradable tarea es recordar a todos aquellos que, de una forma u otra, han participado en la propia formación. Sirvan pues, estas líneas, como humilde homenaje tanto a los aquí mencionados, como aquellos a los que tal vez la mente ha olvidado, pero el corazón no.*

*Gracias a la **Universidad Nacional Autónoma de México**, que siempre sigas viva y formando grandes hombres.*

*Gracias a la **Facultad de Ingeniería**, profesores y compañeros, con quienes se lucha y se sufre, pero al final, se aprende.*

*Gracias al **Instituto de Ingeniería** por su preocupación por formar gente de ciencia.*

*Vaya un agradecimiento especial para el **M.I. Víctor Franco** por la gran oportunidad que me brindó.*

***Dr. Rodolfo Silva**, saber compartir es una gran virtud, gracias por ofrecer todo lo que está a su alcance en pos del desarrollo de nuevos ingenieros.*

*Mención especial para el Grupo de Ingeniería Costas y Puertos del I.I. **Georges, Berenice, Juan Carlos, Adrián, Adolfo, Porfirio y Gabriel**. Gracias por, en tan poco tiempo, haber mostrado compañerismo y lealtad. ¡Gracias chavos!.*

*Gracias a la **Fundación Alberto y Dolores Andrade** por ser promotores de la educación de muchos mexicanos.*

*Gracias mil a toda la gente que conocí en el **Colegio Williams**, los valores y principios ahí aprendidos siempre me acompañarán.*

*Pero sobre todo gracias a ti **Señor Jesús**, por que mi vida está en tus manos y te has encargado de llevarme por caminos que nunca imaginé.*

## RESUMEN.

El presente trabajo tiene por objeto estudiar el estado del arte del diseño de espaldones sobre diques, razón por la cual se hacen diversas revisiones históricas y, en algunos casos, se comparan resultados de las formulaciones revisadas.

Al final del mismo, se proponen simplificaciones para un par de métodos, con la finalidad de presentar una pequeña aportación al desarrollo de dicho diseño.

Para facilitar el estudio, este trabajo se ha dividido en cuatro secciones:

La primera se avoca a la descripción de las distintas formas en que se puede modelar un estado de mar. Esto incluye el análisis temporal, acompañado de las distribuciones que, mejor se ha visto, ajustan las mediciones en campo y segundo; el análisis espectral, con las respectivas funciones y modos de suavizado. Esta sección trata también el análisis de datos extremos como parte importante del diseño ingenieril.

La segunda sección, principalmente, describe los métodos desarrollados para cuantificar rotura, ascenso y descenso máximos, rebase, transmisión y reflexión.

El diseño mecánico es el objeto de estudio de la tercera sección, aquí se revisan los distintos métodos empleados para el cálculo de las piezas del manto principal. Se aborda también la avería como factor fundamental en el funcionamiento de un dique y se presentan las fórmulas de diseño de diques berma.

En la sección cuarta y última es donde se presentan los métodos de diseño de diques. Inicialmente se revisan las solicitaciones más comunes de una estructura reflejante y las investigaciones más recientes sobre rebase. Seguido se revisan los métodos de diseño de diques verticales y mixtos. La sección termina con el estudio de los métodos de diseño de espaldones y la propuesta de simplificación para los métodos de Jensen y Martín. Se presenta también una sencilla comparación entre los métodos de diseño más recientes.

Se incluye también, a manera de anexo, un resumen de las propiedades ingenieriles de la teoría lineal.

# ÍNDICE

RESUMEN.....	III
ÍNDICE.....	IV
LISTA DE TABLAS.....	VIII
LISTA DE FIGURAS.....	IX
SIMBOLOGÍA.....	XI
INTRODUCCIÓN.....	XV
<b>I CARACTERIZACIÓN DEL CLIMA MARÍTIMO.....</b>	<b>2</b>
I.1 GENERALIDADES DEL OLEAJE.....	2
I.1.1 Tipos de oleaje.....	2
I.1.1.1 Oleaje tipo SEA.....	2
I.1.1.2 Oleaje tipo SWELL.....	2
I.1.2 Teorías de onda.....	3
I.1.2.1 Función flujo.....	4
I.1.2.2 Función potencial.....	5
I.1.2.3 Ecuación de Bernoulli.....	5
I.1.3 Definición de un estado de mar.....	6
I.2 ANÁLISIS TEMPORAL Y ESPECTRAL DEL OLEAJE.....	7
I.2.1 Hipótesis básicas.....	7
I.2.1.1 El oleaje es un proceso estocástico.....	7
I.2.1.2 El oleaje es un proceso estacionario.....	9
I.2.1.3 El oleaje es un proceso ergódico.....	9
I.2.2 Análisis temporal.....	9
I.2.2.1 Método de pasos ascendentes por cero.....	10
I.2.2.2 Parámetros estadísticos.....	11
I.2.3 Análisis espectral.....	12
I.2.3.1 Suavizado espectral.....	12
I.2.3.2 Parámetros espectrales.....	13
I.2.4 Factor de agrupamiento.....	13
I.2.5 Relaciones entre el análisis temporal y espectral.....	14
I.3 DISTRIBUCIONES TEÓRICAS ESTADÍSTICAS DEL OLEAJE.....	16
I.3.1 Distribución de la superficie libre.....	16
I.3.2 Distribuciones de altura de ola.....	16
I.3.2.1 Distribución de Rayleigh.....	16
I.3.2.2 Distribución de Longuet – Higgins.....	16
I.3.2.3 Distribución de Tayfun.....	17
I.3.2.4 Distribución de Carter.....	17
I.3.3 Distribuciones conjuntas de altura de ola y periodo.....	18
I.3.3.1 Distribución de Cavanié et al.....	18
I.3.3.2 Distribución de Longuet – Higgins. (1983).....	18
I.3.4 Distribuciones de periodo de ola.....	19
I.3.4.1 Distribución de Bretschneider.....	19
I.3.4.2 Distribución de Cavanié et. al.....	19
I.3.4.3 Distribución de Longuet – Higgins. (1983).....	19
I.3.5 Modelos espectrales de un estado de mar.....	19
I.3.5.1 Espectro de Neumann.....	19
I.3.5.2 Espectro de Pierson – Moskowitz.....	20
I.3.5.3 Espectro de Bretschneider.....	20
I.3.5.4 Espectro ISSC.....	20

1.3.5.5 Espectro ITTC .....	21
1.3.5.6 Espectro JONSWAP .....	21
1.4 ANÁLISIS EXTREMAL .....	22
1.4.1 Excedencias .....	22
1.4.2 Periodo de retorno .....	22
1.4.3 Estadístico de orden .....	22
1.4.4 Función de distribución de probabilidad .....	23
1.4.4.1 Distribución de un estadístico de orden .....	23
1.4.4.2 Distribución del mínimo .....	23
1.4.4.3 Distribución del máximo .....	24
<b>II. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO GEOMÉTRICO. ....</b>	<b>26</b>
II.1 INTRODUCCIÓN .....	26
II.1.1 Revisión histórica del diseño geométrico de diques .....	26
II.1.2 Análisis dimensional .....	27
II.2 ROTURA .....	29
II.3 ASCENSO MÁXIMO .....	30
II.3.1 Descripción del ascenso máximo .....	30
II.3.2 Métodos para la estimación del ascenso máximo .....	30
II.3.2.1 Estudios de Günbak .....	30
II.3.2.2 Formulaciones empíricas .....	31
II.3.2.3 Ecuación de Losada y Giménez – Curto .....	32
II.3.2.3.1 Obtención de los coeficientes de ajuste del modelo de Losada .....	33
II.3.2.4 Ecuación de Ahrens y Macartney .....	35
II.3.3 Estimación del ascenso máximo para oleaje irregular .....	35
II.3.3.1 Curvas de interacción .....	36
II.3.3.2 Hipótesis de equivalencia .....	36
II.3.3.3 Método de Van der Meer .....	37
II.3.3.4 Método de Silva y Govaere .....	39
II.4 DESCENSO MÁXIMO .....	41
II.4.1 Descripción del descenso máximo .....	41
II.4.2 Métodos para estimar el descenso máximo .....	41
II.4.2.1 Formulaciones empíricas .....	41
II.4.2.2 Ecuación de Losada y Giménez – Curto .....	42
II.4.2.2.1 Obtención de los coeficientes de ajuste para la ecuación de Losada y Giménez – Curto .....	42
II.4.2.3 Ecuación de Van der Meer .....	43
II.5 REBASE .....	45
II.5.1 Descripción del rebase .....	45
II.5.2 Valores críticos de descarga media .....	45
II.5.3 Formulaciones para estimar la descarga media por rebase .....	46
II.5.3.1 Expresión de Owen .....	46
II.5.3.2 Ecuación de Franco y Aminti .....	47
II.5.3.3 Diagramas de Goda .....	47
II.5.3.4 Formulación de Van der Meer y Jansen .....	51
II.5.3.5 Formulaciones de Mogens, Sloth y Juhl .....	51
II.6 TRANSMISIÓN .....	53
II.6.1 Descripción de la transmisión .....	53
II.6.2 Coeficiente de transmisión .....	53
II.6.3 Formulaciones para determinar el coeficiente de transmisión .....	53
II.6.3.1 Transmisión en diques rebasables porosos .....	53
II.6.3.2 Transmisión en diques permeables no rebasables .....	54
II.6.3.3 Transmisión en diques rebasables y sumergidos .....	54
II.7 REFLEXIÓN .....	59
II.7.1 Descripción de la reflexión .....	59
II.7.2 Coeficiente de reflexión .....	59
II.7.3 Formulaciones para determinar el coeficiente de reflexión .....	59

II.7.3.1 Reflexión en diques verticales porosos.....	59
II.7.3.2 Reflexión en diques permeables no rebasables.....	59
II.7.3.3 Reflexión en diques rebasables y sumergidos.....	61
<b>III. DISEÑO MECÁNICO DE DIQUES.....</b>	<b>64</b>
III.1 MATERIALES UTILIZADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE DIQUES.....	64
III.1.1 Roca.....	64
III.1.1.1 Manto principal.....	65
III.1.1.2 Capas secundarias y filtros.....	65
III.1.1.3 Núcleo.....	65
III.1.2 Concreto.....	66
III.1.2.1 Tipos de piezas de concreto.....	67
III.1.3 Otros materiales.....	68
III.1.3.1 Productos de desecho.....	68
III.1.3.2 Grouts.....	68
III.1.3.3 Geotextiles.....	69
III.1.3.4 Materiales compuestos.....	70
III.2 ESTABILIDAD DE DIQUES.....	71
III.2.1 Concepto de estabilidad.....	71
III.2.1.1 Estabilidad estructural.....	71
III.2.1.2 Estabilidad hidrodinámica.....	72
III.2.2 Criterios de avería.....	72
III.2.3 La avería como variable aleatoria.....	74
III.3 ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DEL MANTO PRINCIPAL.....	75
III.3.1 Análisis dimensional.....	75
III.3.2 Formulaciones de estabilidad para oleaje regular.....	76
III.3.2.1 Formulación de Hudson.....	76
III.3.2.2 Formulación de Losada y Giménez - Curto.....	77
III.3.3 Formulaciones de estabilidad para oleaje irregular.....	83
III.3.3.1 Formulación de Van der Meer.....	83
III.3.3.2 Formulación propuesta por el <i>Shore Protection Manual</i> .....	84
III.3.3.3 Comparación de resultados.....	86
III.3.3.4 Estabilidad de los morros.....	87
III.3.3.4.1 Recomendaciones para el diseño de morros.....	88
III.4 INFLUENCIA DE PARÁMETROS NO CONTEMPLADOS EN LAS FORMULACIONES.....	90
III.4.1 Angulo de incidencia.....	90
III.4.2 Profundidad a pie de dique.....	90
III.4.3 Forma de colocación de las piezas.....	90
III.4.4 Permeabilidad.....	91
III.5 DIQUES BERMA.....	92
III.6 CÁLCULO DE OTROS ELEMENTOS DEL DIQUE.....	95
III.6.1 Cálculo del peso de los elementos de la capa secundaria.....	95
III.6.2 Cálculo del peso de las piezas del núcleo.....	95
<b>IV. DISEÑO DE ESPALDONES.....</b>	<b>97</b>
IV.1 FALLA EN ESTRUCTURAS REFLEJANTES.....	97
IV.1.1 Clasificación de esfuerzos.....	97
IV.1.2 Tipos clásicos de fallo.....	98
IV.2 REBASE.....	100
IV.2.1 Formulaciones más recientes para el cálculo del rebase con oleaje irregular.....	100
IV.2.1.1 Formulación de Franco, Gerioni y Van der Meer.....	100
IV.2.1.1.1 Distribución de probabilidad del volumen total de rebase por ola.....	102
IV.2.1.2 Formulación de Franco C. y Franco L.....	103
IV.2.1.2.1 Efectos del rebase en la funcionalidad del dique y niveles admisibles.....	105
IV.3 CRITERIOS DE ESTABILIDAD.....	107

<i>IV.3.1 Cálculo estático.</i> .....	107
<i>IV.3.2 Cálculo dinámico.</i> .....	107
<b>IV.4 ESTRUCTURAS REFLEJANTES.</b> .....	109
<i>IV.4.1 Dique vertical.</i> .....	109
IV.4.1.1 Método de cálculo de Goda. ....	111
<i>IV.4.2 Diques mixtos.</i> .....	111
IV.4.2.1 Método de cálculo de Nagai. ....	114
<i>IV.4.3 Espaldones.</i> .....	116
<b>IV.5 MÉTODOS DE CÁLCULO DE LAS FUERZAS SOBRE ESPALDONES.</b> .....	116
<i>IV.5.1 Método de Iribarren.</i> .....	117
<i>IV.5.2 Método de Günbak y Gökce.</i> .....	118
<i>IV.5.3 Método de Jensen.</i> .....	121
<i>IV.5.4 Método de Pedersen y Burchart.</i> .....	124
<i>IV.5.5 Método de Martín et al.</i> .....	124
IV.5.5.1 Condiciones requeridas para la aplicación del método. ....	126
IV.5.5.2 Presión dinámica. ....	126
IV.5.5.3 Presión pseudohidrostática. ....	127
IV.5.5.4 Subpresiones. ....	127
IV.5.5.5 Parámetros empleados en el método de Martín. ....	128
<i>IV.5.6 Método de Martín modificado por Govaere.</i> .....	131
<b>IV.6 COMPARACIÓN DE RESULTADOS.</b> .....	132
<b>IV.7 PROPUESTA DE SIMPLIFICACIÓN DEL MÉTODO DE MARTÍN MODIFICADO POR GOVAERE.</b> .....	132
<b>CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE TRABAJO</b> .....	135
<b>BIBLIOGRAFÍA</b> .....	139
<b>ANEXO I. TEORÍA LINEAL</b> .....	142

**LISTA DE TABLAS**

Tabla 2.1 Rotura sobre un talud de escollera sin clasificar. ....	29
Tabla 2.2 Coeficientes de ajuste para la ecuación (11). ....	33
Tabla 2.3 $A_u$ y $B_u$ para varios tipos de diques. ....	33
Tabla 2.4 Coeficientes empíricos para la ecuación de Ahrens. ....	35
Tabla 2.5 Parámetros para el método de Van der Meer. ....	38
Tabla 2.6 Coeficientes de ajuste para la ecuación (36). ....	42
Tabla 2.7 Valores de los parámetros $a$ y $b$ de la formulación de Franco et al. ....	48
Tabla 2.8 Valores del parámetro $R_f$ para la formulación de Mogens et al. ....	52
Tabla 2.9 Coeficientes empíricos de la ecuación de Numata. ....	54
Tabla 2.10 Coeficientes empíricos para la ecuación (67). ....	60
Tabla 2.11 Valores de $a$ para dos o más capas de recubrimiento. ....	61
Tabla 3.1 Solicitaciones de las capas de un dique. ....	65
Tabla 3.2 Deterioro de la roca esperado para diferentes tipos de climas. ....	66
Tabla 3.3 Posibles usos de los materiales de desecho en diques. ....	68
Tabla 3.4 Valores del parámetro de daño, $S$ , para diferentes tipos de avería. ....	74
Tabla 3.5 Valores del coeficiente de estabilidad para diseño de rompeolas. ....	77
Tabla 3.6 Valores de $A_w$ y $B_w$ para la formulación de Losada. ....	78
Tabla 3.7 Valores de BC 95% y del máximo de la función de estabilidad. ....	81
Tabla 3.8 Valores de daño, $S$ , para la formulación de Van der Meer. ....	84
Tabla 3.9 Parámetros usados en la evaluación de los métodos. ....	86
Tabla 3.10 Factores de incremento del peso. ....	89
Tabla 3.11 Ecuaciones de diseño de los diques berma. ....	94
Tabla 4.1 Valores de $a$ y $b$ para la ecuación (34). ....	118
Tabla 4.2 Correlación de los diferentes métodos estudiados. ....	131

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 Oleaje tipo SEA.....	3
Figura 1.2 Oleaje tipo SWELL.....	3
Figura 1.3 Características del oleaje.....	4
Figura 1.4 Estructura del oleaje aleatorio.....	8
Figura 1.5 Señal de oleaje aleatorio.....	8
Figura 1.6 Espectro medio de un día y estimación teórica.....	12
Figura 2.1 Tipos de rotura.....	29
Figura 2.2 Ascenso máximo sobre taludes.....	30
Figura 2.3 Datos experimentales de ascenso máximo obtenidos por Gümbak, 1976.....	31
Figura 2.4 Datos experimentales obtenidos por Wallinford, 1970.....	31
Figura 2.5 Ascenso máximo en pendientes suaves.....	32
Figura 2.6 Comparación entre las formulaciones de Ahrens y Losada.....	33
Figura 2.7 Variación del coeficiente Au en función de la porosidad. Silva, 1998.....	34
Figura 2.8 Variación del coeficiente Bu en función de la porosidad. Silva, 1998.....	34
Figura 2.9 Ascenso máximo en escollera sin clasificar, Ahrens, 1980.....	36
Figura 2.10 Para rotura.....	37
Figura 2.11 Para el descenso.....	37
Figura 2.12 Esquema para la determinación del dominio de integración.....	38
Figura 2.13 Comparación entre el método de Van der Meer y Silva.....	40
Figura 2.14 Comparación entre el método de Van der Meer y Silva.....	40
Figura 2.15 Descenso máximo sobre taludes.....	41
Figura 2.16 Datos experimentales obtenidos por Dai y Kamel, 1969.....	42
Figura 2.17 Datos experimentales obtenidos por Jackson, 1968.....	43
Figura 2.18 Coeficientes de ajuste para la ecuación de Losada.....	43
Figura 2.19 Rebase sobre taludes.....	45
Figura 2.20 Valores críticos de la descarga media por rebase.....	46
Figura 2.21 Diagramas de diseño de pendiente de fondo marino igual a 1/10.....	49
Figura 2.22 Diagramas de diseño con pendiente de fondo marino igual a 1/30.....	50
Figura 2.23 Transmisión del oleaje.....	53
Figura 2.24 Coeficiente de transmisión en función del francobordo relativo.....	55
Figura 2.25 Coeficiente de transmisión calculado y medido por Daemen.....	57
Figura 2.26 Coeficiente de transmisión para diques permeables.....	58
Figura 2.27 Coeficiente de transmisión para estructuras impermeables.....	58
Figura 2.28 Valores de a para una capa de escollera.....	61
Figura 2.29 Coeficiente de reflexión (%) obtenido por Losada.....	62
Figura 3.1 Esquema de un dique.....	64
Figura 3.2 Piezas de concreto más comunes.....	67
Figura 3.3 Tipos de grout.....	69
Figura 3.4 Ejemplos de goetextiles.....	69
Figura 3.5 Ejemplo de sistema compuesto.....	70
Figura 3.6 Niveles de avería para un mano principal de tres capas.....	73
Figura 3.7 Curvas de diseño para bloques paralelepípedos de concreto.....	79
Figura 3.8 Curvas de diseño para la función de estabilidad en tetrápodos.....	79

## Lista de figuras.

Figura 3.9	Curvas de diseño para la función estabilidad para escollera, sin daño.	80
Figura 3.10	Curvas de diseño para la función de estabilidad para inicio de avería.	82
Figura 3.11	Curvas de diseño para la función de estabilidad para avería de Iribarren.	82
Figura 3.12	Curvas de diseño para la función de estabilidad para destrucción.	83
Figura 3.13	Curva de probabilidad de excedencia de la altura de ola.	85
Figura 3.14	Métodos de: SPM, Losada et al. y Van der Meer. Serie de 1000 olas.	86
Figura 3.15	Métodos de: SPM, Losada et al. y Van der Meer. Serie de 3000 olas.	87
Figura 3.16	Variación del coeficiente de difracción alrededor del morro.	88
Figura 3.17	Variación del coeficiente de difracción en función del número de Iribarren.	89
Figura 3.18	Localización de la zona de inicio de avería.	89
Figura 3.19	Geometría de un dique berma.	93
Figura 4.1	Diagrama de cargas sobre una estructura vertical.	98
Figura 4.2	Tipos clásicos de falla.	99
Figura 4.3	Modelo de los ensayos de Franco et al.	101
Figura 4.4	Relación entre la descarga media y el volumen total por ola.	101
Figura 4.5	Ecuación de Franco et al comparada con resultados de descarga media.	102
Figura 4.6	Distribución de probabilidad del volumen de rebase por ola.	103
Figura 4.7	Ecuación de Franco et al, 1999	104
Figura 4.8	Curvas de mejor ajuste para $\gamma$ (cresta larga)	104
Figura 4.9	Curvas de mejor ajuste para $\gamma$ (cresta corta)	105
Figura 4.10	Ejemplo de dique vertical.	109
Figura 4.11	Nomenclatura del método de Goda.	110
Figura 4.12	Ejemplo de dique mixto.	112
Figura 4.13	Nomenclatura del método de Nagai.	112
Figura 4.14	Dique con espaldón	115
Figura 4.15	Esquema de presiones de Iribarren.	116
Figura 4.16	Esquema de presiones del método de Günbak	117
Figura 4.17	Curvas propuestas para la determinación del parámetro a.	119
Figura 4.18	Comparación de fuerzas medida y calculada con b constante.	119
Figura 4.19	Curvas propuestas para la determinación de b.	120
Figura 4.20	Fuerza medida contra calculada, método de Jensen.	120
Figura 4.21	Distribución de presiones y parámetros de diseño sugeridos por Pedersen.	121
Figura 4.22	Comparación del método de Pedersen con resultados.	123
Figura 4.23	Comparación del método modificado de Pedersen	123
Figura 4.24	Distribuciones de presión en el tiempo.	125
Figura 4.25	Región de aplicación del método de Martín.	125
Figura 4.26	Esquema de las distribuciones de presión propuestas por Martín.	126
Figura 4.27	Valores de $\mu$	128
Figura 4.28	Comparación del método de Martín modificado por Govaere con los datos experimentales de Pedersen	130
Figura 4.29	Comparación del método de Martín modificado por Govaere con los datos experimentales de Pedersen	130
Figura 4.30	Comparación de la modificación propuesta con los datos de Pedersen.	134
Figura 4.31	Comparación de la modificación propuesta con los datos de Pedersen.	134

## SIMBOLOGÍA

- a** altura de cresta.  
coeficiente de ajuste del método de Ahrens para el ascenso máximo.  
parámetro experimental de la expresión de Jensen.  
parámetro que define la probabilidad de excedencia del ascenso máximo (van der Meer, 1988).  
factor de ajuste empleado por Franco, 1988, para el rebase.
- A** constante de ajuste del método de mínimos cuadrados.  
coeficiente de ajuste para el rebase (Franco, 1999).
- Ad** coeficiente experimental de la ecuación de Losada para el descenso máximo.  
área erosionada del manto principal.
- Ac** altura de la berma desde el nivel medio del mar.
- Au** coeficiente experimental de la ecuación de Losada para el ascenso máximo.
- Aw** coeficiente experimental de la ecuación de Losada para la estabilidad de la coraza.
- AI** avería de Iribarren.
- b** coeficiente de ajuste del método de Ahrens para el ascenso máximo.  
parámetro experimental de la expresión de Jensen.  
parámetro que define la probabilidad de excedencia del ascenso máximo (van der Meer, 1988)  
factor de ajuste empleado por Franco, 1988, para el rebase.
- B** anchura de la berma.  
constante de ajuste del método de mínimos cuadrados.  
coeficiente de ajuste para el rebase (Franco, 1999).
- Bd** coeficiente experimental de la ecuación de Losada para el descenso máximo.
- Bu** coeficiente experimental de la ecuación de Losada para el ascenso máximo.
- Bs** anchura del dique al nivel medio del mar.
- Bw** coeficiente experimental de la ecuación de Losada para la estabilidad de la coraza.
- c** celeridad de la onda.  
parámetro que define la probabilidad de excedencia del ascenso máximo (van der Meer, 1988)
- C** constante de ajuste del método de mínimos cuadrados.  
coeficiente de ajuste para el rebase (Franco, 1999).
- C<sub>SD</sub>** coeficiente de seguridad contra el deslizamiento.
- C<sub>SV</sub>** coeficiente de seguridad contra el volteo.
- d** profundidad.  
parámetro que define la probabilidad de excedencia del ascenso máximo (van der Meer, 1988)
- D** diámetro de las piezas del núcleo o la coraza.  
destrucción del manto principal.
- D<sub>0.50</sub>** diámetro del cuantil de 50% en la curva granulométrica.
- E** energía total del oleaje.
- E<sub>i</sub>** energía del oleaje incidente.
- E<sub>R</sub>** energía del oleaje reflejado.
- E<sub>T</sub>** energía del oleaje transmitido.

$E(t)$	función de densidad espectral del SIWEH.
$f$	frecuencia del oleaje.
$f_c$	frecuencia máxima o de Nyquist.
$f_p$	frecuencia relativa al periodo pico.
$f_s$	frecuencia relativa al periodo significativo.
$F$	francobordo. factor de incremento de $H_{rms}$ y $Ru_{rms}$ .
$F_a$	francobordo adimensional.
$F_b$	francobordo para oleaje rompiente.
$F_d$	fuerza dinámica.
$F_h$	fuerza pseudo – hidrostática.
$F_{h_n\%}$	fuerza horizontal con n probabilidad de excedencia.
$F_n$	francobordo para oleaje no rompiente.
$g$	aceleración ligada a la gravedad.
$GF$	factor de agrupamiento.
$h$	profundidad.
$h_f$	altura del espaldón.
$H$	altura de ola.
$H_{1/n}$	altura promedio del 1/n grupo de olas más altas.
$H_n$	altura promedio de las n olas más altas.
$H_i$	altura de una ola de una muestra. altura de ola incidente.
$H_{m_0}$	altura de ola relativa al $m_0$ .
$H_{rms}$	altura de ola cuadrática media.
$H_R$	altura de ola reflejada.
$H_s$	altura de ola significativa ( $H_{1/3}$ ).
$H_T$	altura de ola transmitida.
$I_r$	número de Iribarren.
$I_{rms}$	número de Iribarren relativo a la altura cuadrática media.
$I_{r_p}$	número de Iribarren relativo al periodo pico.
$IA$	inicio de avería.
$ID$	inicio de destrucción.
$J_0$	función de Bessel de orden cero.
$k_0$	número de onda.
$K_D$	coeficiente de estabilidad de la coraza..
$K_R$	coeficiente de reflexión.
$K_T$	coeficiente de transmisión.
$L$	longitud de onda.
$L_0$	longitud de onda en aguas profundas.
$L_{m_0}$	longitud de onda asociada al periodo medio.
$L_p$	longitud de onda asociada al periodo pico.
$m_n$	momento de orden n respecto al origen.
$m_{\epsilon n}$	momento de orden n del SIWEH.
$M_{50}$	masa de las piezas del manto.
$n$	porosidad. número de piezas que conforman la berma.

N	número de olas de una muestra. número de Tayfun.
$N_s$	número de Hudson.
$N_0$	número de olas individuales de una muestra.
$N_0^+$	número de pasos ascendentes por cero en una muestra.
$N_c$	número de crestas de un registro.
p	presión.
P	porosidad. factor de permeabilidad de van de Meer.
P 1, 2, y 3	presiones del método de Goda.
$P_d$	presión dinámica.
$P_b$	presión hidrostática.
P(H)	distribución de altura de ola.
P(H, T)	distribución conjunta de altura y periodo de ola.
$P_m$	presión de choque.
$P_{ow}$	porcentaje de olas de rebase.
$P_u$	subpresión.
$P_v$	probabilidad del volumen de ola por rebase.
P( $\eta$ )	distribución de la superficie libre del mar.
q	descarga media por rebase por unidad de longitud.
Q	descarga media por rebase.
$Q_b$	descarga media por rebase para oleaje rompiente.
$Q_n$	descarga media por rebase para oleaje no rompiente.
$Q_p$	agudeza de pico.
Rd	descenso máximo.
$Rd_{n\%}$	descenso máximo para la n probabilidad de excedencia.
$R_f$	coeficiente de corrección para el rebase.
Ru	ascenso máximo.
$Ru_{n\%}$	ascenso máximo para la n probabilidad de excedencia.
$Ru_{rms}$	ascenso máximo cuadrático medio.
S	parámetro de daño de la coraza. anchura de la lámina de agua sobre la berma.
S(f)	función de densidad espectral.
$S_m$	esbeltez de ola relativa al periodo medio.
$S_{kw}$	asimetría de la elevación de la superficie libre del mar.
$S_r$	densidad relativa a la del agua.
T	periodo de onda.
$T_{01}$	periodo de ola relativo al $m_1$ .
$T_{02}$	periodo de ola relativo al $m_2$ .
$T_i$	periodo de una ola de una muestra.
$T_n$	tiempo total de un registro de oleaje.
$T_p$	periodo de ola pico.
$T_s$	periodo de ola significativa.
$U_n$	velocidad de aire a n metros sobre el nivel del mar.
$v_o$	velocidad con que el agua choca contra el espaldón.
V	volumen de la i-ésima ola de rebase.

$V(u, v, w)$	vector velocidad.
$w(f)$	función normalizada empleada para suavizado espectral.
$W$	peso de las piezas de la coraza.
$W_{50}$	peso correspondiente al cuantil del 50% en la curva granulométrica.
$W_{cs}$	peso de las piezas de la capa secundaria.
$W_n$	peso de las piezas del núcleo.
$W(u, v, w)$	vector rotacional.
$x$	fetch.
$x_{r:n}$	estadístico de orden $n$ de una muestra.
$y$	coordenada vertical.
$\alpha$	ángulo de inclinación del talud con respecto a la horizontal. parámetro adimensional del método de Martín.
$\alpha 1, 2 \text{ y } 3$	coeficientes de ajuste del método de Goda.
$\alpha_T$	coeficiente de ajuste para el cálculo de $K_T$ .
$\alpha_R$	coeficiente de ajuste para el cálculo de $K_R$ .
$\beta$	ángulo de inclinación del fondo.
$\beta_T$	coeficiente de ajuste para el cálculo de $K_T$ .
$\beta_R$	coeficiente de ajuste para el cálculo de $K_R$ .
$\Delta t$	intervalo de tiempo.
$\varepsilon$	anchura espectral.
$\Phi$	función potencial.
$\gamma$	parámetro de reducción del francobordo.
$\gamma_{geom}$	parámetro de corrección de la descarga por rebase.
$\gamma_s$	peso específico del material del manto.
$\gamma_w$	peso específico del agua.
$\eta^*$	máxima cota que alcanza el agua luego de chocar con la estructura.
$\eta_i$	$i$ -ésimo dato de una muestra de elevaciones de la sup. libre del mar.
$\eta(x, y, t)$	función que describe al oleaje en términos del tiempo.
$\kappa$	parámetro adimensional.
$\lambda$	parámetro de reducción de la presión.
$\mu$	viscosidad dinámica del agua. factor de reducción de la presión.
$\nu$	anchura espectral (Longuet – Higgins, 1983)
$\rho$	densidad de la masa de agua.
$\tau$	intervalo de tiempo.
$\theta$	ángulo de incidencia del oleaje.
$\xi$	parámetro adimensional de la distribución de Tayfun.
$\Psi$	función flujo. función de estabilidad.

## **INTRODUCCION.**

Las estructuras reflejantes pueden clasificarse en diques verticales, diques mixtos y espaldones. Entre los dos primeros, la diferencia radica solo en el tamaño de la escollera, pero cuando ésta aumenta en tal forma que el oleaje rompe contra el talud alcanzando a la estructura vertical en su proceso de ascenso, nos encontramos en el caso de un espaldón sobre dique en talud.

Un dique de espaldón está formado por dos partes de muy distinto comportamiento y respuesta a la acción del oleaje. Primero tenemos el cuerpo, formado por un corazón de material suelto cubierto por varias capas de piezas mayores. En segundo lugar está el espaldón, generalmente, de concreto.

Debido a las características del material que lo forma, el cuerpo es fácilmente deformado, por lo que presenta una falla de tipo dúctil. Por otro lado, el espaldón, al ser una estructura rígida, tiene falla de tipo frágil en ocasiones causada por la acción de una sola ola.

### **Importancia de un espaldón.**

Los espaldones se disponen con diversas finalidades, por ejemplo, dotar de un camino de rodadura que permita el acceso al dique, reducir la cota de coronación en el dique del talud, ahorrar material de construcción, proveer de una zona segura para el tendido de tuberías y reducir la transmisión de energía a través de los mantos de piezas superiores, entre otros.

La mayor desventaja de esta estructura es que toda actividad portuaria relacionada con el espaldón supone su interrupción inmediata en caso de que falle.

### **Antecedentes.**

El estudio de estas estructuras depende de una gran cantidad de factores, entre los que se encuentran: del oleaje, de los materiales de construcción y de las funciones que cumplirá. Esto hace necesario contar, previo al conocimiento de los espaldones, con una visión general del comportamiento de dichos factores.

Esto es, el espaldón estará sometido a la acción de fuerzas producidas, principalmente, por el oleaje. De modo que se requiere conocer factores como: sus principales características y la forma de medirlas y manejarlas o, en su caso, predecirlas; los fenómenos que se presentan cuando el oleaje escurre sobre un talud; las distintas formas en que rompe una ola y las causas que producen la rotura.

El espaldón está cimentado sobre una escollera, de la que se debe conocer: los materiales óptimos para construirla, los parámetros que determinan su altura y los diferentes métodos de cálculo del peso de las piezas que serán golpeadas directamente por el oleaje.

Por otro lado, la variación de la superficie libre del mar puede hacer que una estructura cambie su funcionamiento, esto obliga a estudiar todos los tres tipos de estructuras reflejantes.

Finalmente, al concluir el presente trabajo, se estará en condiciones de diseñar una estructura reflejante, primordialmente un dique con espaldón, considerando una escollera con coraza de piezas sueltas y condición de oleaje irregular.

**OBJETIVOS.**

Los principales objetivos del presente trabajo son:

- Presentar la metodología que permite caracterizar un estado de mar. Esto incluye análisis temporal y espectral del oleaje.
- Revisar los fenómenos de flujo sobre un talud que influyen en el diseño geométrico de un dique rompeolas. Poniendo especial atención en los diferentes métodos que existen para el modelar cada fenómeno y su aplicación a diversos tipos de diques.
- Conocer y analizar los factores que afectan el diseño del manto principal de un dique y revisar los métodos de cálculo de cada uno.
- Estudiar la clasificación de los diques desde el punto de vista de su funcionamiento, atendiendo especialmente a los métodos de cálculo de las correspondientes solicitaciones.
- Comparar algunos de los métodos desarrollados para el cálculo de las fuerzas sobre espaldones, con datos experimentales, a fin de conocer su exactitud y precisión.
- Proponer avances en el estado del arte del diseño de espaldones a través de simplificar algunos de los métodos existentes.

## **ORGANIZACIÓN DEL ESTUDIO.**

Con la finalidad de alcanzar los objetivos fijados, el trabajo se ha dividido en cuatro capítulos y un anexo:

### **Capítulo I. Caracterización del clima marítimo.**

Se presenta una introducción al estudio del oleaje, las causas que lo generan, los tipos de oleaje que existen y las teorías que tratan de modelarlo.

Se estudia el oleaje desde el punto de vista temporal, las hipótesis que lo rigen y las distribuciones teóricas empleadas para determinar alturas y periodos de ola, siendo las más representativas las de Rayleigh, Carter, Tayfun y Longuet – Higgins.

Luego se repasan las hipótesis del modelado espectral y diversas funciones espectrales (JONSWAP, TMA, ISSC, entre otros), suavizado espectral vía el SIWEH y el factor de agrupamiento, GF.

El capítulo termina con una breve descripción del análisis extremal.

### **Capítulo II. Consideraciones para el diseño geométrico.**

Este capítulo inicia con una reseña histórica de las investigaciones más representativas en diseño de diques, para seguir con un análisis dimensional que permite validar la dependencia, de los factores que influyen en el diseño, del número de Iribarren.

También se presenta una descripción de los fenómenos que puede generar el flujo sobre taludes, a saber, rotura, ascenso máximo, descenso máximo, reflexión, rebase y transmisión.

Se estudian, por último, las formulaciones que se utilizan para determinar cada fenómeno. Algunos autores son van der Meer, Losada, Mogens, Goda y Franco.

En el caso de la transmisión y la reflexión se describen las fórmulas que sirven para determinar los coeficientes respectivos.

### **Capítulo III. Diseño mecánico de diques.**

Se revisan los diferentes materiales de construcción de las capas de los diques, sus características y algunas recomendaciones. Se incluye una tabla de productos de desecho que, sin generar un impacto ambiental negativo, pueden ocuparse para la construcción de diques.

El tema central es el diseño de las piezas de la coraza, para lo cual se estudia, previo, la estabilidad y los criterios de avería de la misma. Luego se presentan las formulaciones

relacionadas con la estabilidad del manto principal, entre las que encontramos las de Hudson, Losada, van der Meer y del *Shore Protection Manual*.

Se describe la influencia, en la estabilidad, de algunos factores que no son contemplados en las formulaciones y al final se repasan brevemente las ecuaciones de diseño del manto de los diques berma.

#### **Capítulo IV. Diseño de espaldones.**

Aunque la finalidad de este capítulo es el cálculo de las sollicitaciones de diques con espaldón, se describen también los otros tipos de estructuras reflejantes, diques verticales y mixtos.

Se presentan métodos de diseño de todas las estructuras haciendo hincapié en los referentes a espaldones.

También se comparan los resultados de los métodos más recientes, Jensen, Pedersen y Martín, con datos experimentales presentados por Pedersen en 1996, para luego comparar a los tres métodos entre sí.

Este trabajo presenta dos propuestas, una referente al método de Jensen, que consiste en simplificar el cálculo de los parámetros,  $a$  y  $b$ , de ajuste de su ecuación y otra; que permite calcular las fuerzas con probabilidades de excedencia de 1%, 0.1% y 0.01% con el método de Martín. Esta segunda propuesta consiste en calcular la altura de ola y el ascenso máximo para las probabilidades indicadas, con una ecuación sencilla que evita desarrollar toda la distribución de Tayfun.

#### **Anexo I. Teoría lineal.**

En este anexo se muestran las ecuaciones que sirven de base a la teoría lineal para modelar el oleaje en aguas profundas, intermedias y someras.

#### **Conclusiones y futuras líneas de trabajo.**

Se presentan las conclusiones de cada capítulo y recomendaciones para el avance en el estado del arte de los temas estudiados.

**CAPITULO I.**  
**CARACTERIZACIÓN DEL**  
**CLIMA MARÍTIMO.**

## **I CARACTERIZACIÓN DEL CLIMA MARÍTIMO.**

### **I.1 Generalidades del oleaje.**

En cualquier superficie libre de agua las fuerzas de la naturaleza, viento y gravedad principalmente, generan un movimiento al que denominamos oleaje. Esta relación entre mar y atmósfera ya la estudiaban los griegos (s. IV a. C.).

Sin embargo, desde esa época y hasta el siglo XV no hubo gran avance en el estudio del oleaje. Fue entre los siglos XVI-XIX cuando se desarrollaron las contribuciones más importantes en el plano teórico. Entre estos avances destacan la teoría de Stokes de primer orden o teoría lineal y de la onda solitaria. Durante la segunda guerra mundial Svedrup y Munbk realizaron los primeros estudios de predicción del oleaje.

Actualmente, se considera que el oleaje no puede ser modelado como una onda ya que este fenómeno no se repite en espacio ni en tiempo, esto es, dada una altura de ola en un punto del mar, no es posible saber cual será la altura de la siguiente ola. Sumado a esto, si se considera la variación de periodos y direcciones, el fenómeno se complica aún más.

#### **I.1.1 Tipos de oleaje**

Las olas pueden tener diferentes características dependiendo de las fuerzas que las generan aunque la dirección de propagación generalmente es la del viento. Los tipos de oleaje suelen ubicarse entre dos extremos, los cuales se distinguen, entre otras características, por su posición respecto de la zona de generación. Esta zona se define como la región en la que la transferencia de energía del viento a la superficie del mar es el motor principal de movimiento.

Los extremos mencionados se denominan con las palabras inglesas SEA y SWELL.

##### **I.1.1.1 Oleaje tipo SEA**

Es el que se encuentra en la zona de generación en alta mar. Los frentes de cresta son cortos y es difícil observar periodos bien definidos. Sus principales características son:

- Superficie líquida impredecible e irregular.
- Asimetría.
- Olas muy peraltadas.

##### **I.1.1.2 Oleaje tipo SWELL**

Se presenta cuando la ola se propaga y abandona la zona de generación. Se caracteriza por:

- Pérdida de energía de las olas (decaimiento), debido a que fuera de la zona de generación las olas viajan con su propia energía.

- El oleaje sufre una doble dispersión. Una angular debida a la propagación en todas direcciones y otra radial debida a que las ondas más largas viajan más rápido que las más cortas.
- Fenómeno de soldadura. Las ondas de periodos cercanos a se unen en largas crestas, simplificando la superficie caótica.

En general al envejecer el oleaje y alejarse de la zona de generación va tendiendo a tipo SWELL. Este tipo de oleaje es común en la zona costera en donde aparece un cuarto fenómeno llamado refracción. La refracción es la propagación de las olas en forma paralela a las líneas batimétricas.

Lo anterior denota que el oleaje que se acerca a la costa es más regular, con grandes frentes de cresta y periodos y longitudes de onda muy similares. En general el oleaje es más ordenado.



Fig. 1.1 Oleaje tipo SEA



Fig. 1.2 Oleaje tipo SWELL

### I.1.2 Teorías de onda

El desarrollo de teorías de onda, para su aplicación a diversos fenómenos naturales, considera como parámetros fundamentales la profundidad,  $h$ , la altura de onda,  $H$ , y el periodo,  $T$ . Otras características de las ondas han de ser calculados analíticamente.

Las teorías de onda suponen que el oleaje es un proceso periódico y uniforme. Siendo esta la desventaja principal de dichas teorías dada su lejanía con la realidad. En todo caso, el periodo se define como el tiempo necesario para que una cresta viaje la distancia llamada longitud de onda,  $L$ . Esta longitud es la distancia horizontal entre puntos similares de dos ondas consecutivas. La altura de ola se define como la distancia vertical entre cresta y valle. Finalmente la velocidad de cresta, conocida como celeridad,  $c$ , en el caso de ondas periódicas, se determina como sigue:

$$c = \frac{L}{T} \quad (\text{ec. 1})$$

En la figura 1.3 se muestran las características de onda antes mencionadas.

El desarrollo de teorías de onda asume al flujo de agua como incompresible y continuo, además, la ecuación de continuidad indica la conservación de la masa en todo momento. Esto equivale a considerar una conservación del volumen, lo que se expresa, en términos de la velocidad, como:

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (\text{ec. 2})$$

en donde  $u, v, w$  son las componentes del vector velocidad en un sistema cartesiano de tres ejes, con origen en la superficie de agua sin movimiento.

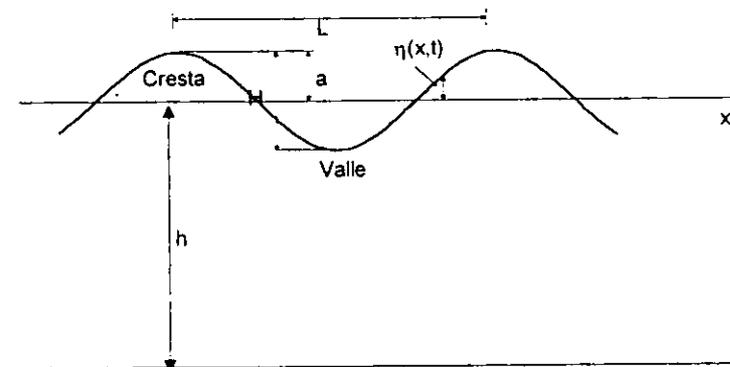


Fig. 1.3 Características del oleaje

Algunos conceptos importantes dentro del estudio de las teorías de onda son expresados como funciones, como son:

### I.1.2.1 Función flujo.

Si se acepta que las crestas son infinitamente largas, las teorías de onda pueden tomar como referencia un sistema de dos dimensiones. Es posible, entonces, introducir una función flujo,  $\Psi$ , tal que:

$$u = \frac{\partial \Psi}{\partial y} \quad (\text{ec. 3})$$

$$v = \frac{\partial \Psi}{\partial x} \quad (\text{ec. 4})$$

además, dado que  $w$  es igual a cero, la ecuación de continuidad se puede escribir:

$$\frac{\partial^2 \Psi}{\partial y \partial x} + \frac{\partial^2 \Psi}{\partial x \partial y} = 0 \quad (\text{ec. 5})$$

De manera que la existencia de la función flujo satisface al ecuación de continuidad y viceversa.

### I.1.2.2 Función potencial.

Un flujo irrotacional es aquel en el que ninguna de las partículas del fluido sufre rotación. Si un vector rotacional se define como:

$$W = \frac{1}{2} \nabla \times V \quad (\text{ec. 6})$$

el flujo es irrotacional si  $W = 0$ . Al definir la función potencial,  $\Phi$ , tal que:

$$u = \frac{\partial \Phi}{\partial x} \quad v = \frac{\partial \Phi}{\partial y} \quad w = \frac{\partial \Phi}{\partial z} \quad (\text{ec. 7})$$

y sustituir el resultado de la ecuación (6), se verifica que  $W = 0$ . De modo que la existencia de un potencial implica que el flujo es irrotacional.

### I.1.2.3 Ecuación de Bernoulli.

Es una herramienta para resolver las condiciones cinemáticas del oleaje. Esta ecuación puede ser expresada de diversas formas, siendo la más conocida:

$$-\frac{\partial \Phi}{\partial t} + \frac{1}{2} \left[ \left( \frac{\partial \Phi}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial \Phi}{\partial z} \right)^2 \right] + \frac{p}{\rho} + gz = C(t) \quad (\text{ec. 8})$$

donde

$\rho$	densidad de la masa de agua.
$g$	aceleración de la gravedad.
$p$	presión.

Esta forma de la ecuación de Bernoulli considera que  $\nabla \times V = 0$  y que se tiene un fluido ideal, es decir,  $\mu = 0$ .

Las teorías de onda más utilizadas para el diseño de estructuras fuera de costa son:

- Teoría lineal de Airy.
- Teorías de Stokes.
- Teoría cnoidal.
- Teoría de la función flujo gradiente.
- Teoría hiperbólica de ondas.
- Teoría de la onda solitaria.

Como se mencionó anteriormente, una teoría de onda recoge ciertos datos de campo del oleaje (altura y periodo normalmente) y las demás características las calcula analíticamente.

En el anexo 1 se presenta un breve resumen de la teoría lineal.

### **I.1.3 Definición de un estado de mar.**

Un estado de mar se define como aquel periodo de tiempo en el que las fuerzas generadoras y restauradoras que intervienen en el oleaje, mantienen un cierto equilibrio. Esto produce que el fenómeno permanezca en un estado aproximadamente estacionario.

También puede decirse que un estado de mar es cada una de las posiciones de la dinámica del oleaje, las cuales tienen una variación lo suficientemente lenta como para considerar el proceso estacionario.

Se encuentran dos tipos de variación del oleaje:

1. Variación del periodo corto. Es una variación rápida, de segundos, dentro del periodo estacionario.
2. Variación de periodo largo. Esta variación puede ser de horas y es la evolución del estado de mar.

Por esto cuando se registra en campo el movimiento de la superficie libre, el tiempo de muestreo debe ser lo suficientemente corto para cumplir con la estacionariedad y tan largo como para medir un número de olas adecuado. Se recomienda que este intervalo sea de 10 a 20 minutos por cada hora, admitiendo que el estado de mar duró esa hora.

## I.2 Análisis temporal y espectral del oleaje.

### I.2.1 Hipótesis básicas.

Al igual que en la teoría lineal, el análisis estadístico requiere de la aceptación de algunas hipótesis básicas que facilitan el desarrollo del modelo, éstas son:

#### I.2.1.1 El oleaje es un proceso estocástico.

En general las olas no son regulares, es decir, no presentan periodicidad en tiempo ni en espacio. Es un proceso aleatorio. Aunado a esto, el oleaje se considera un conjunto de ondas viajando en diferentes direcciones, con diferentes amplitudes, frecuencias y fases. Esto se puede expresar como sigue

$$\eta(x, y, t) = \sum_i a_i \cos \left[ \frac{w_i^2}{g} (x \cos \theta_i + y \sin \theta_i) - w_i t + \varepsilon_i \right] \quad (\text{ec. 9})$$

La figura 1.4 permite visualizar el concepto anterior

Visto de esta forma el oleaje ha de estudiarse con ayuda de herramientas estadísticas.

De modo que el oleaje es un proceso estocástico en tanto el resultado de un experimento no es un número sino una función. La muestra tomada para dicha realización es también una función, que se denotará como  $\eta_k(t)$ .

Un registro de este tipo de muestra se ejemplifica en la figura 1.5.

El proceso  $\eta(t_1, t_2, \dots, t_n)$ , en donde  $t_1, t_2, \dots, t_n$  son instantes de muestreo, es una variable aleatoria n-dimensional definida por la media y la función de autocorrelación para distribuciones de tipo gaussiano. Esto es

$$F_{t_1, t_2, \dots, t_n}(x_1, x_2, \dots, x_n) = \Pr[\eta(t_1) \leq x_1, \eta(t_2) \leq x_2, \dots, \eta(t_n) \leq x_n] \quad (\text{ec. 10})$$

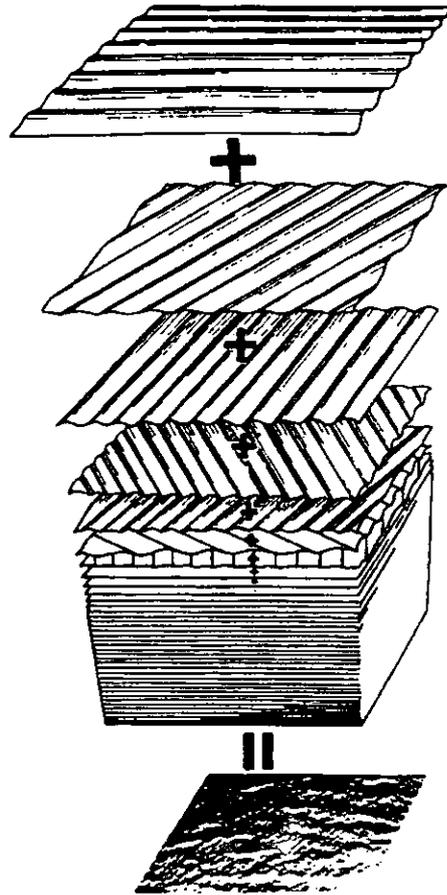


Fig. 1.4 Estructura del oleaje aleatorio.



Fig. 1.5 Señal de oleaje aleatorio.

### 1.2.1.2 El oleaje es un proceso estacionario.

Un fenómeno físico es estacionario si, durante un periodo de tiempo, las condiciones externas que influyen en él (fuerzas generadoras y restauradoras) permanecen constantes.

El proceso  $n(t)$  es estacionario si

$$F_{t_1-\tau, t_2+\tau, \dots, t_n+\tau}(x_1, x_2, \dots, x_n) = F_{t_1, t_2, \dots, t_n}(x_1, x_2, \dots, x_n) \quad (\text{ec. 11})$$

En donde  $\tau$  es un intervalo cualquiera de tiempo.

### 1.2.1.3 El oleaje es un proceso ergódico.

El teorema de ergodicidad dice:

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

$$m = E\eta(t) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T \eta(t) dt \quad (\text{ec. 12})$$

$$R(\tau) = E\eta(t)\eta(t+\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T \eta(t)\eta(t+\tau) dt \quad (\text{ec. 13})$$

Este es, la hipótesis de ergodicidad permite sustituir los promedios espaciales de realizaciones por promedios temporales de una realización.

Esta hipótesis es la base para aceptar que a partir de un único registro (realización temporal), se describa un estado de mar completo.

### 1.2.2 Análisis temporal.

La variación de mareas afecta a los datos del registro, por lo que se debe hacer una corrección del nivel medio. Esto se puede hacer de tres formas:

1. Media aritmética. Consiste en obtener la media del nivel medio del mar y luego restarla a cada dato.
2. Corrección lineal. Se obtiene una ecuación vía el método de mínimos cuadrados tal que:

$$\eta = A_0 + A_1 n \Delta t \quad n = 1, 2, \dots, N \quad (\text{ec. 14})$$

donde

$$A_0 = \frac{N_2 Y_0 - N_1 Y_1}{N_0 N_c - N_1^2} \quad A_1 = \frac{N_0 Y_1 - N_1 Y_0}{N_0 N_2 - N_1^2} \quad (\text{ec. 15})$$

$$N_r = \sum_{n=1}^N (n \Delta t)^r \quad Y_r = \sum_{n=1}^N (n \Delta t)^r \eta_n \quad (\text{ec. 16})$$

N número de puntos en la muestra.

3. Corrección parabólica. A partir del método de mínimos cuadrados se deduce una ecuación de segundo grado con la que se hace la corrección.

### 1.2.2.1 Método de pasos ascendentes por cero.

Consiste en identificar dos cortes sucesivos en forma ascendente de la superficie libre con el nivel medio.

Un corte ascendente por cero se tiene cuando:

$$\eta_i \cdot \eta_{i+1} < 0 \quad \text{y} \quad \eta_{i+1} > 0 \quad (\text{ec. 17})$$

Siendo  $\eta_i$  el  $i$ -ésimo dato de la elevación de la superficie libre después de corregir el nivel medio. El periodo de ola se define como la diferencia temporal entre dos pasos ascendentes. El tiempo en el que cruza el nivel medio se obtiene por medio de una interpolación lineal de los tiempos  $\eta_i$  y  $\eta_{i+1}$ .

Un máximo en el perfil de la superficie libre se identifica cuando

$$\eta_{i-1} < \eta_i \quad \text{y} \quad \eta_i > \eta_{i+1} \quad (\text{ec. 18})$$

Es posible que con esta sola consideración se subestime el máximo, por lo que se ajusta con una curva parabólica, cuya ecuación es:

$$\eta_{max} = C - \frac{B^2}{4A} \quad \text{y} \quad t_{max} = t_i - \frac{\Delta t B}{2A} \quad (\text{ec. 19})$$

donde

$$A = \frac{1}{2} (\eta_{i-1} - 2\eta_i + \eta_{i+1}) \quad B = \frac{1}{2} (\eta_{i+1} - \eta_i - 1) \quad C = \eta_i \quad (\text{ec. 20})$$

Para determinar la altura de ola, se calcula el máximo con las ecuaciones (19) y (20). Luego se determina, por medio de un proceso similar, el punto mínimo o más bajo. La altura de ola será la suma del valor absoluto de  $\eta_{\max}$  y  $\eta_{\min}$ .

### I.2.2.2 Parámetros estadísticos.

- Variación del nivel medio del mar.

$$\eta(t) = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \eta_i \quad (\text{ec. 21})$$

- Variación de la media cuadrática de superficie del agua.

$$\eta_{rms}^2 = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \eta_i^2 \quad (\text{ec. 22})$$

- Altura media de olas y periodo medio.

$$H = \frac{1}{N_0} \sum_{i=1}^{N_0} H_i \quad (\text{ec. 23})$$

$$T = \frac{1}{N_0} \sum_{i=1}^{N_0} T_i \quad (\text{ec. 24})$$

donde  $N_0$  es el número de olas individuales de la muestra y  $H_i$ ,  $T_i$  la altura y el periodo de ola, respectivamente.

- Altura cuadrática media.

$$H_{rms} = \frac{1}{N_0} \sum_{i=1}^{N_0} H_i^2 \quad (\text{ec. 25})$$

- Asimetría.

$$S_{kv} = \frac{1}{N_0 H_{rms}^3} \quad (\text{ec. 26})$$

En algunos casos se utilizan alturas de ola distintas de la media, como son: Altura de ola significativa,  $H_s$  o  $H_{1/3}$ , altura de ola “un décimo”,  $H_{1/10}$ ,  $H_{1/100}$ ,  $H_{1/1000}$ , etc. Las cuales se definen como el promedio de la altura del  $1/n$  grupo de olas más altas.

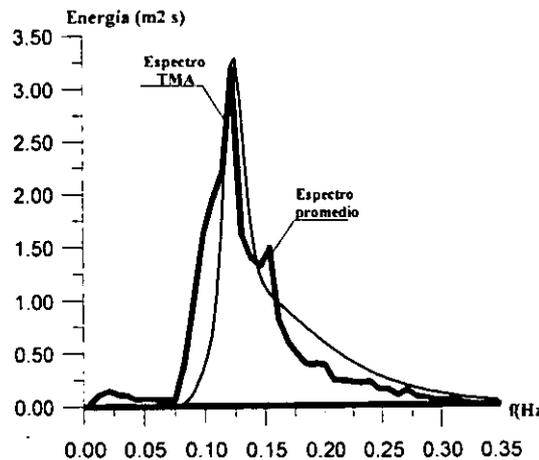
**1.2.3 Análisis espectral.**

En este caso el registro de muestreo debe ser tan grande como sea posible, ya que de esta longitud depende la resolución del espectro. Se recomienda también que el intervalo de muestreo,  $\Delta t$ , sea de una décima a una vigésima parte del periodo significativo.

Un espectro de oleaje es el estudio de un estado de mar y sus propiedades en el dominio de la frecuencia. De modo que una vez elegido el intervalo, la máxima frecuencia o frecuencia de Nyquist se expresa como sigue:

$$f_c = \frac{1}{2\Delta t} \tag{ec. 27}$$

Un espectro típico medio diario comparado con un resultado teórico se muestra en la figura 1.6.



**Fig. 1.6 Espectro medio de un día y estimación teórica.**

Al igual que en el análisis temporal debe corregirse el nivel medio y, en este caso, se debe incluir otra corrección que elimine las discontinuidades al principio y al final del registro. Esta corrección consiste en aplicar una ventana a la serie, esto es, multiplicar la muestra por una profundidad de peso de forma que se reduzcan las oscilaciones en los extremos de la serie.

**1.2.3.1 Suavizado espectral.**

Los valores espectrales estimados fluctúan alrededor de los valores del espectro real. Estas oscilaciones pueden atenuarse suavizando el espectro con una función de peso,  $w(f)$ , tal que:

$$S(f) = \int_0^\infty S(f_*)w(f_* - f)df_* \tag{ec. 28}$$

donde  $S(f)$  es la función de densidad espectral y  $f$  la frecuencia. Además  $w(f)$  debe ser una función normalizada, es decir

$$\int_0^{\infty} w(f) df = 1 \quad (\text{ec. 29})$$

### I.2.3.2 Parámetros espectrales.

- Momento de orden "n" respecto al origen.

$$m_n = \int_0^{\infty} f^n S(f) df \quad (\text{ec. 30})$$

- Anchura espectral.

$$\varepsilon = \left[ 1 - \frac{m_2^2}{m_0 m_4} \right]^2 \quad \text{Longuet - Higgins (1956)} \quad (\text{ec. 31})$$

$$\nu = \left[ \frac{m_0 m_2}{m_1^2} - 1 \right]^2 \quad \text{Longuet - Higgins (1983)} \quad (\text{ec. 32})$$

- Agudeza de pico.

$$Q_p = \frac{2}{m_0} \int_0^{\infty} f (S(f))^2 df \quad (\text{ec. 33})$$

- Periodo de ola

$$T_{01} = \frac{m_0}{m_1} \quad (\text{ec. 34})$$

$$T_{02} = \frac{m_0}{m_2} \quad (\text{ec. 35})$$

### I.2.4 Factor de agrupamiento.

El factor de agrupamiento (GF por sus siglas en inglés) es un parámetro que toma en cuenta la capacidad de un espectro de representar varios estados de mar. Esta característica es importante por que el daño ocasionado a las estructuras no es el mismo para oleaje uniforme que para irregular.

Funke y Masnard en 1982 propusieron un método para detectar, por medio de una función envolvente llamada SIWEH (Smoothed Instantaneous Wave Energy History), ese agrupamiento del oleaje.

El SIWEH en el caso de registros de oleaje de longitud finita es:

$$E(t) = \frac{1}{T} \int_{\tau=-T_p}^{T_p} \eta^2(t+\tau) Q_1(\tau) \partial\tau \quad \text{para } T_p \leq t \leq T_n - T_p \quad (\text{ec. 36})$$

donde  $T_n$  es el tiempo total de registro. Para el inicio y el final se tiene:

$$E(t) = \frac{2}{T_p + t} \int_{\tau=-t}^{T_p} \eta^2(t+\tau) Q_1(\tau) \partial\tau \quad \text{para } 0 \leq t \leq T_p \quad (\text{ec. 37})$$

$$E(t) = \frac{2}{T_p + t} \int_{\tau=-T_p}^{T_n-1-t} \eta^2(t+\tau) Q_1(\tau) \partial\tau \quad \text{para } T_n - T_p \leq t \leq T_n \quad (\text{ec. 38})$$

se tiene que

$$Q_1(\tau) = \begin{cases} 1 - \frac{\tau}{T_p} & \text{para } -T_p \leq \tau < T_p \\ 0 & \text{para otros casos} \end{cases} \quad (\text{ec. 39})$$

El factor de agrupamiento se obtiene, entonces, como sigue:

$$GF = \frac{m_{e0}}{m_0} \quad (\text{ec. 40})$$

$$GF = \frac{1}{Tn} \frac{\int_0^{Tn} (E(t) - E)^2 dt}{E} \quad (\text{ec. 41})$$

donde  $m_{e0}$  es el momento de orden cero de la función de densidad espectral del SIWEH.

### 1.2.5 Relaciones entre el análisis temporal y espectral

Es posible determinar algunos parámetros de las series temporales dado un espectro y viceversa. Algunas de estas relaciones son:

- Ancho espectral.

$$\varepsilon^2 = 4r(1-r) \quad (\text{ec. 42})$$

donde

$$r = \frac{1}{2} \left[ 1 - \frac{N_0^+}{N_c} \right] \quad (\text{ec. 43})$$

$N_0^+$  es el número de cruces ascendentes de la superficie con el nivel medio y  $N_c$  es el número de crestas del registro.

- Alturas de ola.

Si la distribución de las alturas de ola se aproxima a la de Rayleigh se tiene:

$$H_{m0} = 4.004 m_0 = 2H_{rms} \quad (\text{ec. 44})$$

$$H_{rms} = 8 m_0 \quad (\text{ec. 45})$$

$$H_{110} = 1.8H_{rms} \quad (\text{ec. 46})$$

$$H_{1100} = 2.359H_{rms} \quad (\text{ec. 47})$$

### I.3 Distribuciones teóricas estadísticas del oleaje.

Para un adecuado diseño de estructuras marítimas, se requiere conocer los valores más altos de las características del oleaje incidente. Generalmente el problema radica en que los datos que se reportan son solo valores representativos. Se han desarrollado, para solucionar este conflicto, diversas distribuciones analíticas que permiten estimar dichos valores.

#### I.3.1 Distribución de la superficie libre.

Es común considerar que la variación de la superficie libre del agua sigue una distribución de probabilidad gaussiana. Esto implica que la media es cero y que la probabilidad de tener una elevación positiva es la misma que de tener una negativa. Su función es:

$$P(\eta) = \frac{1}{\eta_{rms} \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{\eta^2}{2\eta_{rms}^2}} \quad (\text{ec. 48})$$

#### I.3.2 Distribuciones de altura de ola.

##### I.3.2.1 Distribución de Rayleigh.

Esta distribución es exacta para un oleaje tipo SWELL puro y ancho de espectro  $\epsilon = 0$ . Rayleigh supone que si se tiene una cresta grande, el siguiente valle será grande.

$$P(H) = \frac{2H}{H_{rms}^2} e^{-\frac{H^2}{H_{rms}^2}} = \frac{H}{4m_0} e^{-\frac{H^2}{8m_0}} \quad (\text{ec. 49})$$

##### I.3.2.2 Distribución de Longuet – Higgins.

Esta formulación aplica cuando  $\nu \neq 0$ , en caso contrario se tiene una distribución de Rayleigh.

$$P(H) = \frac{L(\nu)H \operatorname{Erfc}\left[-\frac{H}{2\sqrt{2}m_0\nu}\right]}{8m_0\nu \cdot e^{\frac{H^2}{8m_0}}} \quad (\text{ec. 50})$$

donde

$$\operatorname{Erfc}\left(\frac{-H}{2\sqrt{2}m_0\nu}\right) = 1 - \frac{2}{\pi} \int_0^\infty e^{-\left(\frac{H}{2\sqrt{2}m_0\nu}\right)^2} dH \quad (\text{ec. 51})$$

$$L(v) = \frac{1}{2} \left[ 1 + (1 + v^2)^{-1/2} \right] \quad (\text{ec. 52})$$

### I.3.2.3 Distribución de Tayfun

Esta distribución está limitada por la rotura de la ola y por un parámetro N que combina el estado de mar con la profundidad. Tayfun supone que dada una cresta grande, la probabilidad de tener un valle grande es la misma que de tener uno pequeño.

La forma adimensional de esta distribución es:

$$P(\xi, N) = \xi \int_0^{\xi} \left[ u J_0^N \left( \frac{u}{N^{1/2}} \right) J_0(\xi u) \right] du \quad 0 \leq \xi \leq N^{1/2} \quad (\text{ec. 53})$$

$$P(\xi, N) = \xi \left[ 1 - \frac{4}{\pi} \cos^{-1} \left( \frac{N^{1/2}}{\xi} \right) \int_0^{\infty} \left[ 4 J_0^N \left( \frac{u}{N^{1/2}} \right) J_0(\xi u) \right] du \right] \quad N^{1/2} \leq \xi \leq (2N)^{1/2} \quad (\text{ec. 54})$$

donde

$$N = \left( \frac{\pi \tanh(k_0 h)}{7.2 k_0} \right)^2 \quad (\text{ec. 55})$$

$$\xi = \frac{H}{H_{rms}} \quad (\text{ec. 56})$$

$J_0$  es la función de Bessel de orden cero y  $k_0$  es un número asociado a la frecuencia que se obtiene de la expresión:

$$\frac{\sigma^2 h}{g} = k_0 h \cdot \tanh(k_0 h) \quad (\text{ec. 57})$$

### I.3.2.4 Distribución de Carter.

Supone que no existe correlación entre una cresta y el valle siguiente.

$$P(H \geq H_0) = 1 - \left( e^{-\frac{H_0^2}{H_s}} + 2 \frac{H_0}{H_s} e^{-\frac{H_0^2}{H_s}} \int_0^{H_0/H_s} e^{-u^2} du \right) \quad (\text{ec. 58})$$

### I.3.3 Distribuciones conjuntas de altura de ola y periodo.

#### I.3.3.1 Distribución de Cavanié et al.

Está basada en un modelo gaussiano de banda estrecha y toma en cuenta la asimetría en la distribución de los periodos.

$$P(H,T) = \frac{1}{4} \frac{\alpha^3 T^4}{2\pi m_0^3 \varepsilon (1-\varepsilon) \tau^4} \frac{H^2}{T_z^5} e^{-\frac{T_z^4}{8m_0 \varepsilon^2 \tau^4} \frac{H^2}{T_z^4} \left[ \left( \frac{\tau^2 T_z^4 - \alpha^2}{T_z^2} \right)^2 + \alpha^4 \beta^2 \right]} \quad (\text{ec. 59})$$

donde

$$\tau = \frac{T}{\tau T_c} \quad (\text{ec. 60})$$

$$\tau = \frac{T}{T_c} \quad (\text{ec. 61})$$

$$T_c = \frac{2\pi}{\alpha} \frac{m_2}{m_1} \quad (\text{ec. 62})$$

$$\alpha = \frac{1}{2} (1 + \sqrt{1 - \varepsilon^2}) \quad (\text{ec. 63})$$

$$\beta^2 = \frac{\varepsilon^2}{1 - \varepsilon^2} \quad (\text{ec. 64})$$

#### I.3.3.2 Distribución de Longuet – Higgins. (1983)

Es similar a la anterior pero emplea un parámetro de ancho espectral dependiente de un momento de orden menor.

$$P(H,T) = \left( \frac{H^2 T}{8\nu} \frac{1}{2\pi m_0^3 T^2} \right) e^{-\frac{H^2}{8m_0} \left[ 1 + \frac{1}{\nu^2} \left( \frac{T}{T_c} \right)^2 \right]} L(\nu) \quad (\text{ec. 65})$$

donde

$$T = \frac{m_0}{m_1} \quad (\text{ec. 66})$$

### I.3.4 Distribuciones de periodo de ola.

En general derivan de las conjuntas de altura y periodo, por lo que las hipótesis son las mismas.

#### I.3.4.1 Distribución de Bretschneider.

Fue encontrada a partir de la distribución de Rayleigh.

$$P(T) = 2.7 \frac{T^3}{T^4} e^{-0.675 \left(\frac{T}{T}\right)^4} \quad (\text{ec. 67})$$

#### I.3.4.2 Distribución de Cavanié et. al.

$$P(T) = \frac{\alpha^3 \beta^2 \delta^2 T}{T^2 \left[ \left( \frac{\delta^2 T^2}{T^2} - \alpha^4 \beta^2 \right) \right]^{3/2}} \quad (\text{ec. 68})$$

#### I.3.4.3 Distribución de Longuet – Higgins. (1983)

$$P(T) = \frac{L(v)T}{2vT^2} \left[ 1 + \left( 1 - \frac{T}{T} \right)^2 \frac{1}{v^2} \right]^{-3/2} \quad (\text{ec. 69})$$

### I.3.5 Modelos espectrales de un estado de mar.

Existe una gran variedad de modelos que, a su vez, dependen de diversos parámetros. Se citan a continuación los más representativos.

#### I.3.5.1 Espectro de Neumann

Fue el primero en utilizarse para diseño ingenieril.

$$S(f) = 1.466 H_{m_0}^2 \frac{f_p^5}{f^6} e^{\left[ -3 \left( \frac{f}{f_p} \right)^2 \right]} \quad (\text{ec. 70})$$

donde  $H_{m_0}$  es la altura de ola del momento de orden cero, la cual es aproximadamente igual a la significativa y  $f_p$  es la frecuencia de pico, obtenida como:

$$f_p = \frac{1}{6} \frac{g}{\pi U_{10}} \quad (\text{ec. 71})$$

$U_{10}$  es la velocidad del viento medida a diez metros sobre el nivel medio del mar.

### I.3.5.2 Espectro de Pierson – Moskowitz.

$$S(f) = 8.1 \times 10^{-3} (2\pi)^{-4} g^2 f^{-5} e^{-0.24 \left( \frac{2\pi U_{10} f}{g} \right)^4} \quad (\text{ec. 72})$$

Es evidente que este modelo depende solo de la velocidad del viento.

### I.3.5.3 Espectro de Bretschneider.

Es aplicable si se acepta que las alturas de ola siguen una distribución de Rayleigh.

$$S(f) = 0.128 H_s^2 \frac{f_s^4}{f^5} e^{-0.675 \left( \frac{f_s}{f} \right)^4} \quad (\text{ec. 73})$$

donde

$$f_s = \frac{1}{T_s} \quad (\text{ec. 74})$$

$$T_s = 0.946 T_p \quad (\text{ec. 75})$$

$$f_p = 0.00408 \frac{g}{H_s} \quad (\text{ec. 76})$$

$T_p$  es el periodo pico.

### I.3.5.4 Espectro ISSC.

Es una modificación al anterior propuesta por el International Ship Structures Congress.

$$S(f) = 0.1107 H_s^2 \frac{f_s^4}{f^5} e^{-0.4427 \left( \frac{f_s}{f} \right)^4} \quad (\text{ec. 77})$$

donde

$$f = 1.296 f_p \quad (\text{ec. 78})$$

### I.3.5.5 Espectro ITTC.

El International Towing Tank Conference propuso la expresión:

$$S(f) = 1.272 m_0 f_z^4 f^{-5} e^{-0.318 \left( \frac{f_z}{f} \right)^4} \quad (\text{ec. 79})$$

### I.3.5.6 Espectro JONSWAP

Es un espectro para estados generados por el viento, con fetch limitado y profundidad indefinida.

$$S_J(f) = S_p(f) \phi_{PM} \left( \frac{f}{f_p} \right) \phi_J(f, f_p, \gamma, \sigma) \quad (\text{ec. 80})$$

donde

$$S_p(f) = \alpha g^2 f^{-5} (2\pi)^{-4} \quad (\text{ec. 81})$$

$\alpha$  es un parámetro que depende del fetch y del viento.

$$\phi_{PM} \left( \frac{f}{f_p} \right) = e^{-5 \left( \frac{f}{f_p} \right)^4} \quad (\text{ec. 82})$$

$$\phi_J = \gamma e^{\left( \frac{-(f-f_p)^2}{2\sigma^2 f_p^2} \right)} \quad (\text{ec. 83})$$

$$\sigma = \begin{cases} 0.07 & f_p \leq f \\ 0.09 & f_p > f \end{cases} \quad (\text{ec. 84})$$

$$\gamma = 3.30 \quad (\text{ec. 85})$$

#### **I.4 Análisis extremal.**

El diseño clásico de estructuras se ha caracterizado por el desconocimiento o desprecio de una gran cantidad de parámetros. Si bien, pueden distinguirse una serie de factores cuya influencia no es relevante para el diseño, si debe notarse que la aleatoriedad de algunos factores importantes no se ha tratado adecuadamente.

Esto es, generalmente se utiliza el factor de seguridad para absorber las variaciones en el comportamiento tanto de la estructura como de las condiciones de operación. Esta forma de ofrecer seguridad es tan simple que se vuelve insuficiente en casos en los que las condiciones de operación son estimadas con una base matemática más formal.

Se ha encontrado que la solución a este problema puede abordarse con el estudio de la distribución de los valores extremos. Es decir, al considerar que los valores máximos que alcanzan las condiciones de operación son variables aleatorias.

En el caso particular de la ingeniería marítima, el diseño de estructuras está sujeto, en general, a dos factores: la altura de ola y su periodo asociado. De ambos interesa conocer los valores más grandes que pueden alcanzar, por lo que las estimaciones han de ser abordadas mediante análisis extremal.

El análisis extremal requiere de la revisión de algunos conceptos.

##### **I.4.1 Excedencias.**

Comúnmente el ingeniero está interesado en los eventos que exceden un cierto valor. Esto es, el diseñador debe conocer los valores críticos de un parámetro y ha de indagar la frecuencia con que ocurren.

Se considera que la ocurrencia de sucesos raros, es decir, aquellos que exceden un cierto umbral sigue una ley de tipo Poisson.

##### **I.4.2 Periodo de retorno.**

El periodo de retorno se define como el valor medio del tiempo que transcurre entre apariciones sucesivas de un evento.

En ingeniería la vida útil de una obra suele coincidir con el periodo de retorno del evento que ocasiona su falla.

##### **I.4.3 Estadístico de orden.**

Si se tiene una muestra  $(x_1, x_2, \dots, x_n)$  ordenada en forma creciente como  $(x_{1:n}, x_{2:n}, \dots, x_{n:n})$ , el miembro  $x_{r:n}$  se denomina estadístico de orden "r" de la muestra.

Un estadístico de orden debe estar asociado a un tamaño de muestra y a un orden en la misma. Este orden debe ser tal que el primer valor sea el mínimo y el último el máximo. Esto es:

$$x_{n:n} = \text{Max}(x_1, x_2, \dots, x_n) \quad \text{y} \quad x_{1:n} = \text{Min}(x_1, x_2, \dots, x_n)$$

**I.4.4 Función de distribución de probabilidad.**

Sea  $x(k)$  la variable de interés, para cualquier valor de  $x$  el evento  $x(k) \leq x$  está definido como los posibles valores de  $k$  que cumplen esa desigualdad. La función de distribución de probabilidad  $P(x)$  es:

$$P(x) = \text{Prob}[x(k) \leq x] \tag{ec. 86}$$

A partir de ahí podemos definir algunas distribuciones particulares.

**I.4.4.1 Distribución de un estadístico de orden.**

Sea  $m_n(x)$  el número de elementos en la muestra con valores  $x_j \leq x$ . Entonces, el evento  $x_{r:n} \leq x$ , que significa que el estadístico de orden “ $r$ ” toma un valor menor o igual a  $x$ , coincide con  $m_n(x) \geq r$ , es decir, que el número de valores iguales o menores a  $x$  es mayor o igual a  $r$ .

La función de distribución de  $x_{r:n}$ :  $F_{x_{r:n}}$ , es:

$$\begin{aligned} F_{x_{r:n}}(x) &= \sum_{k=r}^n \binom{n}{k} F^k(x) [1 - F(x)]^{n-k} = r \binom{n}{r} \int_0^{F(x)} u^{r-1} (1-u)^{n-r} du \\ &= I_{F(x)}(r, n-r+1) \end{aligned} \tag{ec. 87}$$

donde  $I_p(a,b)$  es la función beta incompleta.

La función de densidad de  $x_{r:n}$  es:

$$f_{x_{r:n}} = r \binom{n}{k} F^{r-1}(x) [1 - F(x)]^{n-r} f(x) = \frac{F^{r-1}(x) [1 - F(x)]^{n-r} f(x)}{B(r, n-r+1)} \tag{ec. 88}$$

donde  $B(a,b)$  es la función beta completa.

**I.4.4.2 Distribución del mínimo.**

Si  $r = 1$

$$F_{x_r}(x) = \sum_{k=r}^n \binom{n}{k} F^k(x) [1 - F(x)]^{n-k} = 1 - [1 - F(x)]^n \quad (\text{ec. 89})$$

$$f_{x_r}(x) = n [1 - F^{n-1}(x)]^{n-1} f(x) \quad (\text{ec. 90})$$

#### I.4.4.3 Distribución del máximo.

Si  $r = n$

$$F_{x_{n,n}}(x) = F(x)^n \quad (\text{ec. 91})$$

$$f_{x_{n,n}}(x) = n F^{n-1} f(x) \quad (\text{ec. 92})$$

## **CAPITULO II**

### **CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO GEOMÉTRICO**

## II. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO GEOMÉTRICO.

### II.1 Introducción

EL diseño geométrico de estructuras marítimas está gobernado por una gran cantidad de parámetros, los cuales pueden clasificarse en los siguientes grupos:

- Oleaje.
- Mareas.
- Materiales.
- Tipo de servicios.
- Estéticos.
- Ambientales.

Al contar con tantos factores por considerar se han desarrollado numerosas teorías y formulaciones de las que, a continuación, se revisan las más representativas.

#### II.1.1 Revisión histórica del diseño geométrico de diques.

La primera publicación se debe a Castro, 1933, quien sostuvo, al contrario de la suposición clásica, que el daño en el dique es ocasionado cuando el agua desciende.

En 1938 Iribarren presenta una fórmula en función del cubo de la altura de ola, de la pendiente del talud y de la densidad, el tipo y rozamiento de los cantos. Esta fórmula fue modificada por Iribarren y Nogales, 1950, considerando el efecto de la profundidad y el periodo.

En 1962 Saville introduce por primera vez la hipótesis de equivalencia que liga al oleaje regular con el irregular. Siendo este estudio el primero con bases probabilísticas. La hipótesis de equivalencia fue validada por Van Oorschot y d'Angermon en 1968. Estos autores investigaron la influencia de la anchura espectral en el flujo de ascenso sobre taludes lisos. Ahrens, 1970, analiza el efecto de la rotura en la estabilidad de los diques.

Battjes, 1974, utiliza por primera vez el número de Iribarren. Este estudio generó una nueva corriente en el análisis del flujo sobre taludes.

Lorenzo y Losada en 1978 presentaron un estudio con base en información de campo, ensayos de laboratorio y un modelo numérico. En este trabajo demuestran que la fragilidad de los taludes de dolos de gran tamaño se debe a la pobre resistencia estructural de las piezas.

En 1979 Losada y Giménez – Curto analizan los fenómenos de flujo sobre el talud, demostrando que pueden ser descritos como una función del número de Iribarren. En 1981 utilizan, por primera vez, la hipótesis de equivalencia en el estudio de la probabilidad de

fallo de obras marítimas solicitadas por un estado de mar y analizan la influencia de éste en dicha probabilidad.

En la década de los ochenta, se construyen diques con un manto exterior de escollera sin clasificar y una berma de gran espesor por arriba del nivel del mar. Estos diques alcanzan un equilibrio dinámico (las piezas están en movimiento pero el perfil se mantiene) y son más económicos cuando no se pueden obtener las piezas de un tamaño adecuado.. Estos diques han sido estudiados por Willis, 1988 y Burchart, 1992, entre otros.

Los diques rebasables y sumergidos han sido objeto de muy pocas publicaciones. En general, la estabilidad de estas estructuras se ha relacionado con la magnitud del francobordo (diferencia entre el nivel de coronación del dique y el nivel medio del mar). Destacan los estudios de Van der Meer, 1992 y Vidal et al, 1992.

En el caso de los morros de los diques no rebasables, se ha visto que las piezas del morro deben ser mas pesadas. Las investigaciones más representativas al respecto son las de Iribarren, 1964, Jensen, 1984 y Vidal et al, 1993. Este último es el único que presenta un estudio basado en experimentación.

### II.1.2 Análisis dimensional.

El fenómeno de flujo sobre taludes, como ya se ha dicho, depende de una gran variedad de parámetros. Con la finalidad de facilitar su estudio, se ha de buscar una forma de expresar estas características considerando los factores que principalmente influyen en cada una.

Esto es, podría pensarse que la rugosidad y porosidad del talud dependen solo del tipo y tamaño de las piezas del manto principal. Sin embargo, la experimentación (*Technical Advisory Committee on Protection Against Inundation*, 1974) ha demostrado que, cuando la altura de ola incidente es considerablemente mayor que el lado del cubo equivalente de dichas piezas, los fenómenos físicos asociados a la rotura son independientes del tamaño de los bloques.

Situaciones como la anterior, son las que obligan a realizar un análisis dimensional de los fenómenos de flujo. Se tiene entonces que una característica cualquiera,  $Y$ , del flujo sobre el talud puede expresarse como:

$$Y = f_Y(g, H, T, \mu, \alpha, \theta, \text{tipo de piezas}) \quad (\text{ec. 1})$$

donde

$g$	aceleración de la gravedad.
$H$	altura de ola.
$T$	periodo de ola.
$\mu$	viscosidad dinámica del flujo.
$\alpha$	ángulo de inclinación del talud.
$\theta$	ángulo de incidencia del oleaje.

Al aplicar técnicas de análisis dimensional, la ecuación (1) se puede simplificar a

$$Y = f_Y \left( \alpha, \theta, \frac{H}{L_0}, \frac{H^2}{\mu T} \right) \quad (\text{ec. 2})$$

De acuerdo con Battjes, el número de Reynolds  $\frac{H^2}{\mu T}$  no influye en el flujo si se le considera turbulento. Además, si se acepta incidencia normal se tiene

$$Y = f_Y \left( \alpha, \frac{H}{L_0} \right) \quad (\text{ec. 3})$$

Al definir el número de Iribarren,  $Ir$ , como

$$Ir = \frac{\tan \alpha}{\frac{H}{L_0}} \quad (\text{ec. 4})$$

la función se reduce a

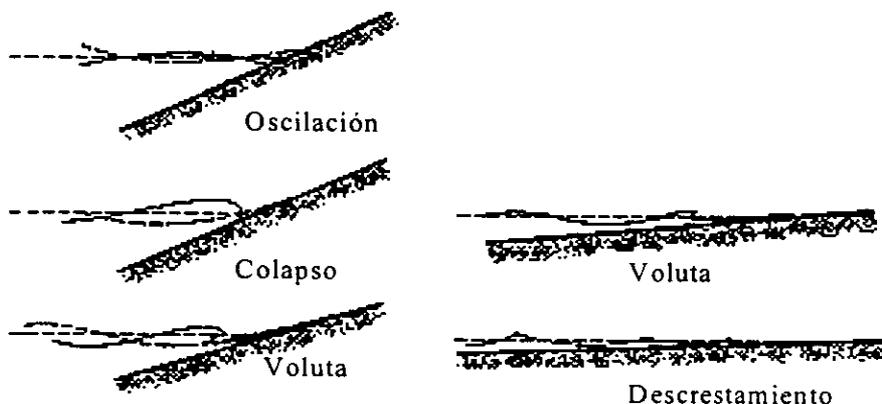
$$Y = f_Y (Ir) \quad (\text{ec. 5})$$

La variable dependiente,  $Y$ , corresponde a una de las características del flujo que se va a estudiar. Dichas características son el objeto del presente capítulo y se en listan a continuación:

- Rotura.
- Ascenso máximo.
- Descenso máximo.
- Rebase.
- Transmisión.
- Reflexión.

**II.2 Rotura.**

Comúnmente se han definido cuatro tipos de rotura sobre un talud: descrestamiento, voluta, colapso y oscilación. Inicialmente, el número de Iribarren se utilizó para saber si se presentaría rotura o no. Más adelante Battjes, 1974, lo ocupó como indicador del tipo de rotura.



**Fig. 2.1 Tipos de rotura.**

Günbak en 1976 obtuvo los resultados que se muestran en la tabla 2.1.

Tipo de rotura	Número de Iribarren
Descrestamiento	$Ir \sim 0.5$
Voluta	$Ir < 2$
Voluta o Colapso	$2.0 < Ir < 2.6$
Colapso u Oscilación	$2.6 < Ir < 3.1$
Oscilación	$3.1 < Ir$

**Tabla 2.1 Rotura sobre un talud de escollera sin clasificar.**

## II.3 Ascenso máximo.

### II.3.1 Descripción del ascenso máximo.

La acción del oleaje sobre un talud provoca que la superficie del agua oscile en un rango vertical, generalmente, mayor que la altura de ola incidente.

Ascenso máximo es el valor extremo que alcanza la lámina de agua al subir sobre el talud. Se mide en forma vertical a partir del nivel medio del mar y debe ser menor que la cota de coronación.

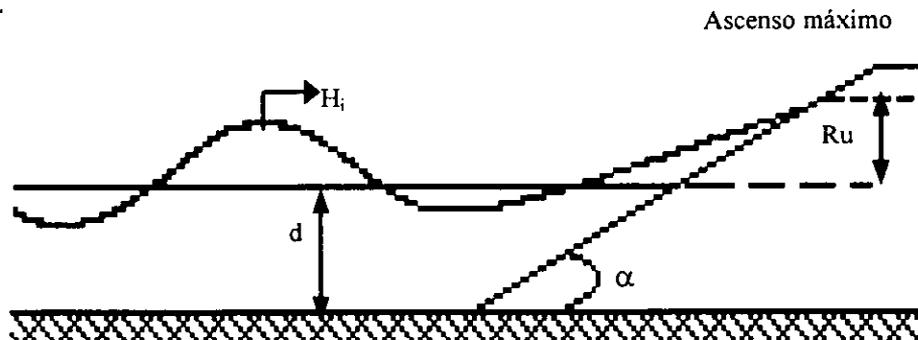


Fig. 2.2 Ascenso máximo sobre taludes

El ascenso máximo es un parámetro de gran importancia en el diseño de estructuras marítimas, ya que se utiliza para determinar la altura de la corona y el francobordo adecuados para evitar o permitir el rebase. Sirve también como indicador de la transmisión de oleaje hacia la zona protegida.

### II.3.2 Métodos para la estimación del ascenso máximo.

#### II.3.2.1 Estudios de Günbak.

Günbak, 1979, presenta un informe con una serie de experimentos realizados por él mismo, 1976, y otros autores como Hudson, 1958, Jackson, 1968, Dai y Kamel, 1969, Wallingford, 1970 y Carver, 1977.

La relevancia de este informe es que sus datos han servido como base para validar resultados de formulaciones posteriores. En las figuras 2.3 y 2.4 se muestran las comparaciones de la formulación de Losada et al, con datos de este informe.

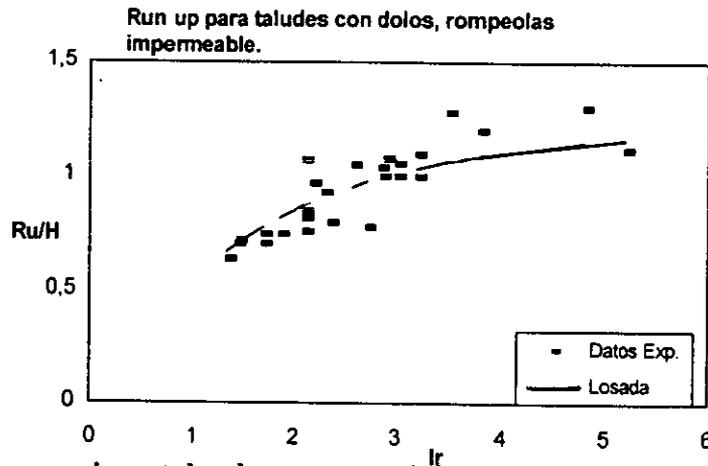


Fig. 2.3 Datos experimentales de ascenso máximo obtenidos por Gumbak, 1976.

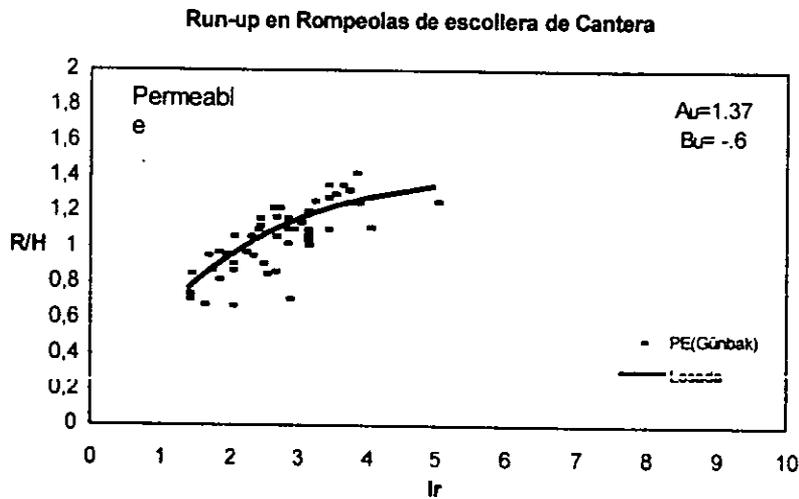


Fig. 2.4 Datos experimentales obtenidos por Wallinford, 1970.

II.3.2.2 Formulaciones empíricas.

Para taludes con pendiente suave, Ahrens en 1981, desarrolló las siguientes ecuaciones:

$$0 < Ir_p < 2.5 \quad \frac{Ru_{2\%}}{H_s} = 1.6Ir_p \quad (\text{ec. 6})$$

$$Ir_p > 2.5 \quad \frac{Ru_{2\%}}{H_s} = 4.5 - 0.2Ir_p \quad (\text{ec. 7})$$

Allosp et al, 1985, presentan una ecuación complementaria

$$2.8 < Ir_p < 6 \quad \frac{Ru_{2\%}}{H_s} = 3.39 - 0.21Ir_p \quad (\text{ec. 8})$$

$I_{r_p}$  es el número de Iribarren relativo al periodo pico,  $T_p$ , definido como

$$I_{r_p} = \frac{\tan \alpha}{2\pi H_s} \sqrt{g T_p^3} \quad (\text{ec. 9})$$

$Ru_{2\%}$  es el ascenso máximo con una probabilidad de excedencia de dos por ciento.

Estas ecuaciones pueden considerarse como una estimación conservadora pero no muy precisa del ascenso máximo. Como puede observarse en la figura 2.5.

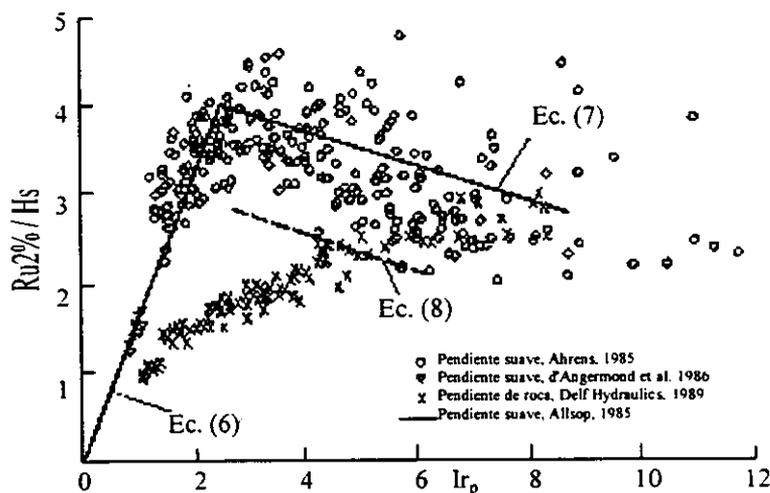


Fig. 2.5 Ascenso máximo en pendientes suaves.

### II.3.2.3 Ecuación de Losada y Giménez – Curto.

En 1981 Losada et al proponen un modelo experimental para oleaje regular dado por la expresión

$$\frac{Ru}{H} = Au(1 - e^{-BuIr}) \quad (\text{ec. 10})$$

$Au$  y  $Bu$  son coeficientes de ajuste que dependen del tipo de piezas de manto principal. Inicialmente Losada et al propusieron los siguientes valores de  $Au$  y  $Bu$ :

Material	Au	Bu
Escollera sin clasificar	1.80	0.46
Escollera clasificada	1.37	0.60
Tetrápodos	0.93	0.75
Dolos	0.70	0.82
Cubos	1.05	0.72

Tabla 2.2 Coeficientes de ajuste para la ecuación (11).

En las figuras 2.3 y 2.4 se muestra la comparación de esta formulación con datos experimentales. Además, al observar que las expresiones de Ahrens et al y Losada et al presentan un comportamiento similar, se les comparó. El resultado se tiene en la figura 2.6.

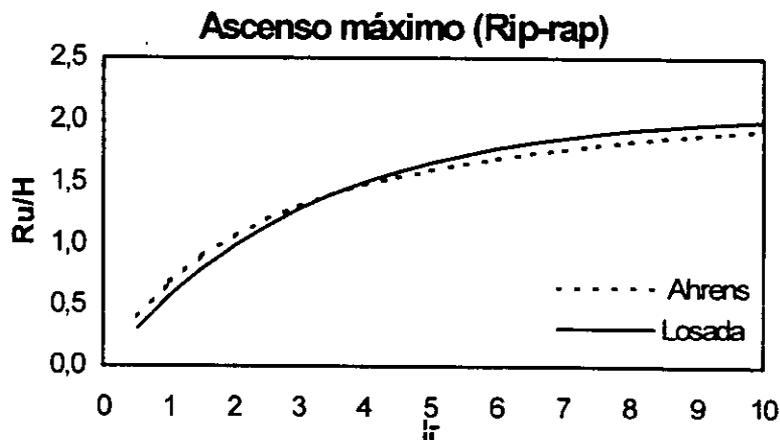


Fig. 2.6 Comparación entre las formulaciones de Ahrens y Losada.

**II.3.2.3.1 Obtención de los coeficientes de ajuste del modelo de Losada.**

Dada la aceptación que ha tenido el modelo de Losada et al, varios investigadores han trabajado en una mejor estimación de los coeficientes de ajuste.

Este estudio ha integrado la obtención de dichos coeficientes para diques impermeables. A continuación se presentan los resultados.

Material	P	Homogéneos			Impermeables		
		Au	Bu	Referencia	Au	Bu	Referencia
Escollera sin clasificar	0.31	1.80	0.46	Ahrens, 1975	2.00	0.32	Ahrens, 1968
Escollera clasificada	0.40	1.37	0.60	Gümbak, 1976	1.89	0.40	Seeling, 1980
Cubos	0.47	1.05	0.72	Jackson, 1968			
Tetrápodos	0.50	0.93	0.75	Jackson, 1978	1.40	0.45	Dai y Kamel, 1969
Dolos	0.56	0.70	0.82	Wallingford, 1970	1.19	0.53	Wallingford, 1970

Tabla 2.3 Au y Bu para varios tipos de diques.

En un afán por mejorar estos resultados, se desarrolló una relación lineal entre  $Au$  y  $Bu$  y un parámetro de porosidad,  $P$ , definido por Van der Meer, 1988. Este parámetro toma valores de 0.6 para dique permeable y 0.1 para impermeable. Las relaciones lineales se muestran en las figuras 2.7 y 2.8.

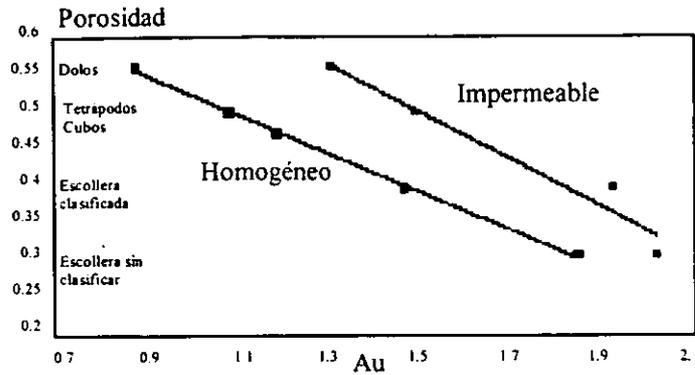


Fig. 2.7 Variación del coeficiente  $Au$  en función de la porosidad. Silva, 1998.

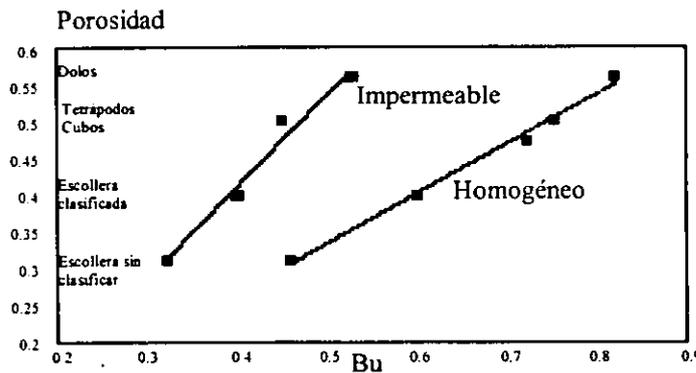


Fig. 2.8 Variación del coeficiente  $Bu$  en función de la porosidad. Silva, 1998.

Las ecuaciones que describen a los coeficientes de ajuste son:

Para diques homogéneos

$$Au = -4.706n + 3.293 \quad (\text{ec. 11})$$

$$Bu = -1.569n + 0.038 \quad (\text{ec. 12})$$

Para diques impermeables

$$Au = -3.825n + 3.344 \quad (\text{ec. 13})$$

$$Bu = -1.179n + 0.081 \quad (\text{ec. 14})$$

donde  $n$  es la porosidad.

A partir de estos estudios, y la similitud entre las formulaciones de Losada y Ahrens, se buscó estimar también los coeficientes a y b de Ahrens. Las ecuaciones obtenidas son:

Para diques homogéneos

$$a = b(-5.5589n + 3.7954) \tag{ec. 15}$$

$$b = 3.9753n - 0.6774 \tag{ec. 16}$$

Para diques impermeables

$$a = b(-3.6922n + 3.5785) \tag{ec. 17}$$

$$b = 1.3971n + 0.0501 \tag{ec. 18}$$

**II.3.2.4 Ecuación de Ahrens y Macartney.**

Estos autores, en 1988, presentaron la siguiente ecuación

$$\frac{Ru}{H} = \frac{aIr}{1 + bIr} \tag{ec. 19}$$

a y b son coeficientes empíricos cuyos valores, recomendados por los autores, para taludes con  $1.5 \leq \cot \alpha \leq 5$  son

Tipo de coraza	a	b
Dos capas de escollera	0.956	0.398
Dos capas de dolos	0.988	0.703

**Tabla 2.4 Coeficientes empíricos para la ecuación de Ahrens.**

Ahrens et al continuaron sus trabajos con oleaje regular e irregular sobre rompeolas impermeables. La curva de mejor ajuste con sus coeficientes a y b se muestra en la figura 2.9.

**II.3.3 Estimación del ascenso máximo para oleaje irregular.**

Antes de revisar los métodos de estimación, es necesario conocer la hipótesis que permite caracterizar un estado de mar a partir de información de oleaje regular.

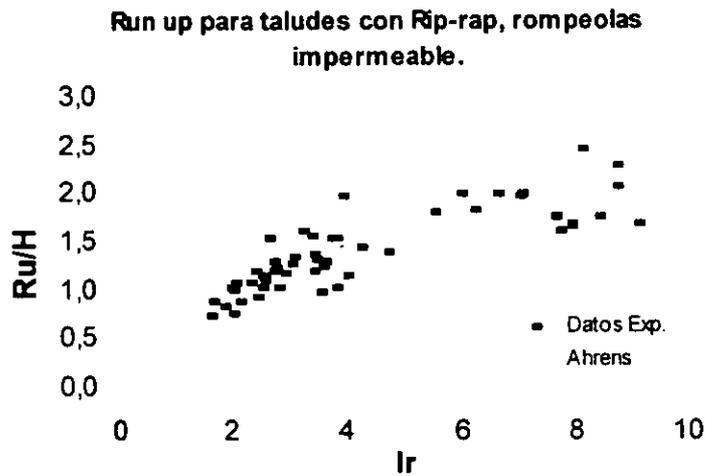


Fig. 2.9 Ascenso máximo en escollera sin clasificar, Ahrens, 1980.

**II.3.3.1 Curvas de interacción.**

La curva de interacción de un fenómeno se define como los juegos de puntos en el plano (H,T) para los que el valor de dicho fenómeno es el mismo.

Para incidencia normal y un tipo específico de piezas en el manto principal, puede utilizarse el modelo

$$Y = AH(1 - e^{-B Ir}) \tag{ec. 20}$$

para obtener una expresión del tipo  $f(Z,H,T,\alpha)=0$ , mediante la sustitución del número de Iribarren en su forma

$$Ir = \frac{\tan \alpha}{2\pi H} \cdot gt^2 \tag{ec. 21}$$

Esto nos permite obtener curvas del tipo  $Y = cte.$  para cada tipo de talud y de piezas. Un par de ejemplos de estas curvas se muestran en las figuras 2.10 y 2.11

**II.3.3.2 Hipótesis de equivalencia.**

Al tomar en cuenta un estado de mar, las características del flujo, Y, se consideran variables aleatorias que adquieren un valor diferente para cada ola individual.

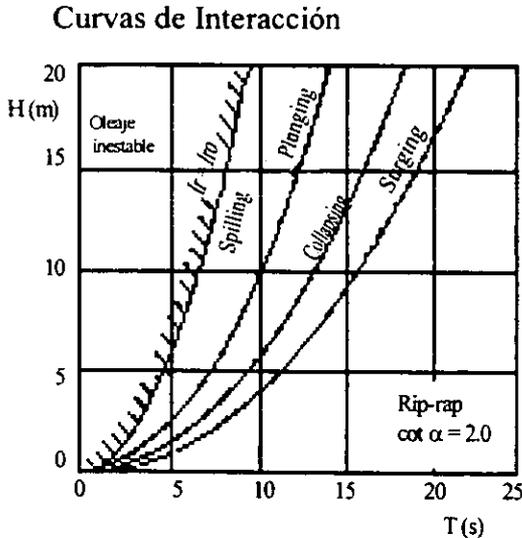


Fig. 2.10 Para rotura.

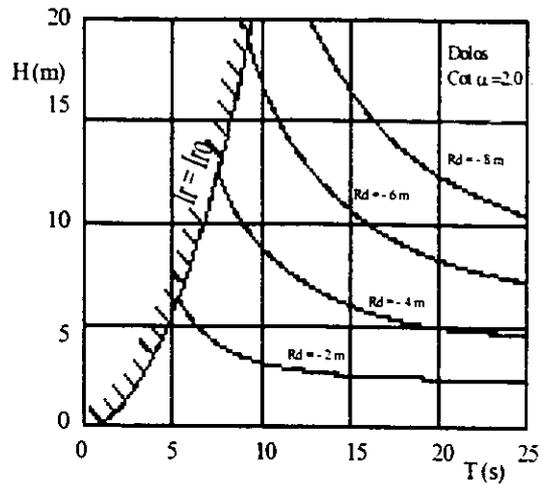


Fig. 2.11 Para el descenso.

La función de distribución de estas variables puede obtenerse asignando a cada ola individual el mismo valor de Y que hubiera ocasionado un tren regular con la misma altura y periodo. Esta hipótesis es de naturaleza estadística, de modo que dicho valor de Y no es individual sino el promedio de muchos.

Al tomar en cuenta que la función de distribución de Y es

$$F_Y(x) = \text{PROB}(Z \leq x) \tag{ec. 22}$$

y que  $Z = x$  es una curva de interacción, se tiene

$$F_Z(x) = \iint_D P^*(H, T) dHdT \tag{ec. 23}$$

donde el dominio de integración, D, es el área achurada de la figura 2.12 y  $P^*(H, T)$  es la función de densidad conjunta de la altura y el periodo de ola.

Por tanto, conocida la función de densidad conjunta de altura y periodo, es posible determinar la distribución de las demás características del oleaje.

### II.3.3.3 Método de Van der Meer.

Van der Meer, 1988, realizó una serie de ensayos de laboratorio para estudiar el ascenso máximo y la estabilidad de piezas sobre el talud. Los trabajos se llevaron a cabo con oleaje irregular y diques homogéneos, permeables e impermeables.

Van der Meer propone tres curvas asociadas a probabilidades de excedencia.

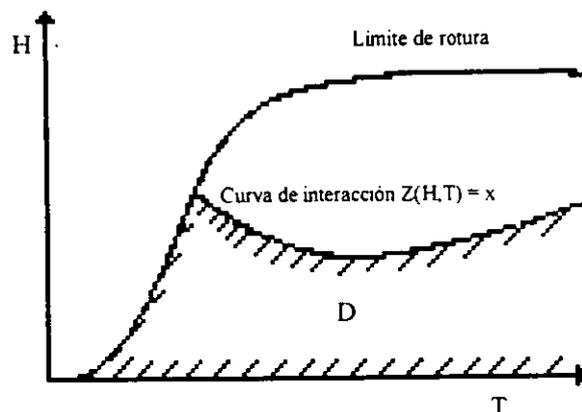


Fig. 2.12 Esquema para la determinación del dominio de integración.

Para  $Ir < 1.5$

$$\frac{Ru_x}{H_s} = aIr \tag{ec. 24}$$

Para  $1.5 < Ir < 3.2$

$$\frac{Ru_x}{H_s} = bIr^c \tag{ec. 25}$$

Para  $Ir > 3.2$

$$\frac{Ru_x}{H_s} = d \tag{ec. 26}$$

Los parámetros a, b, c y d son los que definen la probabilidad de excedencia en función de la siguiente tabla.

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 2.5 Parámetros para el método de Van der Meer.

### II.3.3.4 Método de Silva y Govaere.

Silva et al, 1998, proponen un método para calcular el ascenso máximo para cualquier probabilidad de excedencia. Para ocupar este método es necesario aceptar que la distribución del ascenso máximo es la misma que la de la altura de ola.

El método consiste en:

- Determinar los coeficientes a y b de Ahrens o Au y Bu de Losada con las ecuaciones del apartado II.3.2.4.1
- Calcular un  $Ru_{rms}$  con una de las siguientes ecuaciones:

$$Ru_{rms} = H_{rms} \left[ Au(1 - e^{-BuIr_{rms}}) \right] \quad (\text{Losada}) \quad (\text{ec. 27})$$

$$Ru_{rms} = H_{rms} \frac{aIr_{rms}}{1 + bIr_{rms}} \quad (\text{Ahrens}) \quad (\text{ec. 28})$$

donde

$$Ir_{rms} = \frac{\tan \alpha}{2\pi H_{rms} gT^2} \quad (\text{ec. 29})$$

$$H_{rms} = \left[ \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N H_i^2 \right]^{1/2} \quad (\text{ec. 30})$$

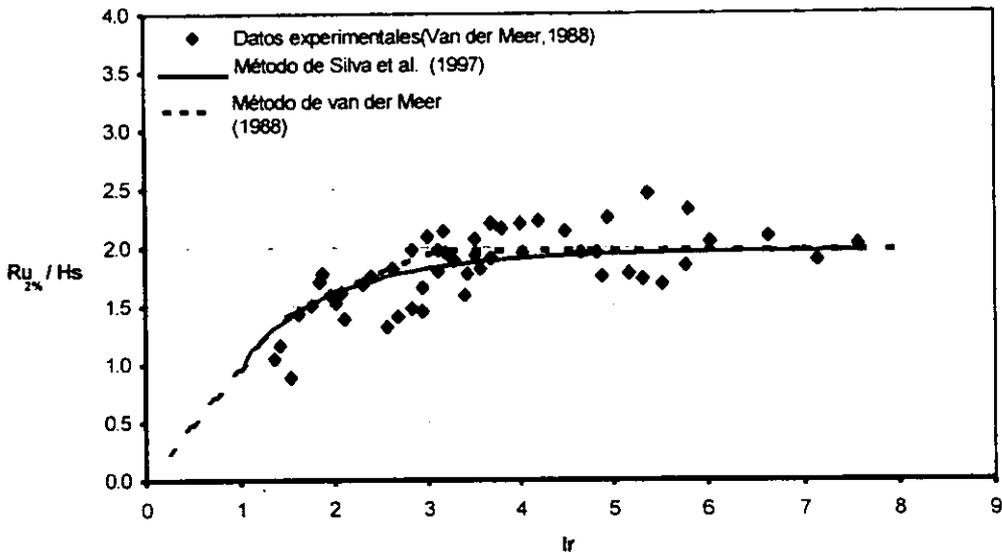
$T$  es el periodo medio

- Elegida una probabilidad de excedencia, se utiliza la distribución de Tayfun modificada para generar un ascenso máximo, de modo que

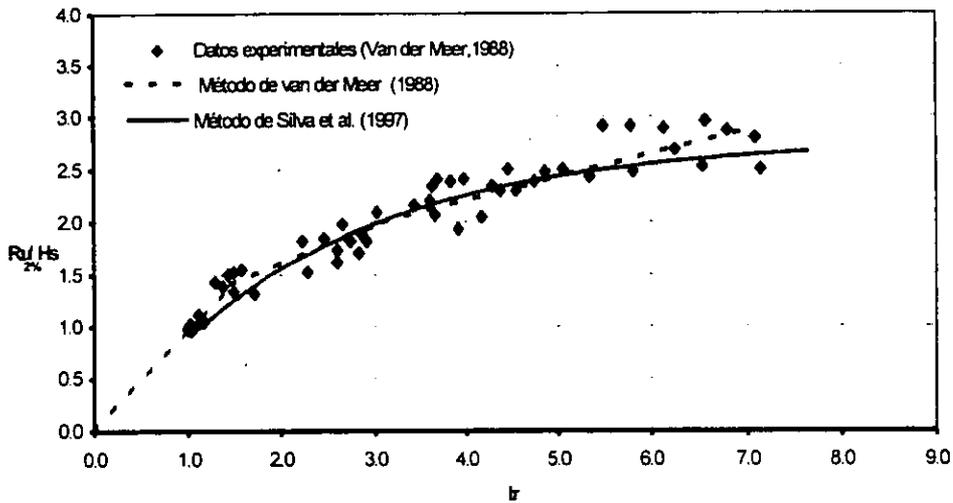
$$N = \left( \frac{\pi \tanh(k_0 h)}{7.2 k_0 2m_0} \right)^2 \quad \text{y} \quad \xi = \frac{Ru}{Ru_{rms}} \quad (\text{ec. 31})$$

- Multiplicar el  $\xi$  obtenido con la distribución de Tayfun por  $Ru_{rms}$ . El resultado de esa multiplicación es el ascenso máximo con la probabilidad deseada.

Las siguientes figuras muestran la comparación entre el método de Van der Meer y el de Silva et al.



**Fig. 2.13 Comparación entre el método de Van der Meer y Silva para diques homogéneos**



**Fig. 2.14 Comparación entre el método de Van der Meer y Silva para diques impermeables**

## II.4 Descenso máximo.

### II.4.1 Descripción del descenso máximo.

El nivel mínimo que alcanza la lámina de agua, al incidir sobre la estructura, se denomina descenso máximo. Al igual que el ascenso, éste se mide en forma vertical y desde el nivel medio del mar. El descenso máximo puede tomar valores negativos si queda por debajo de dicho nivel.

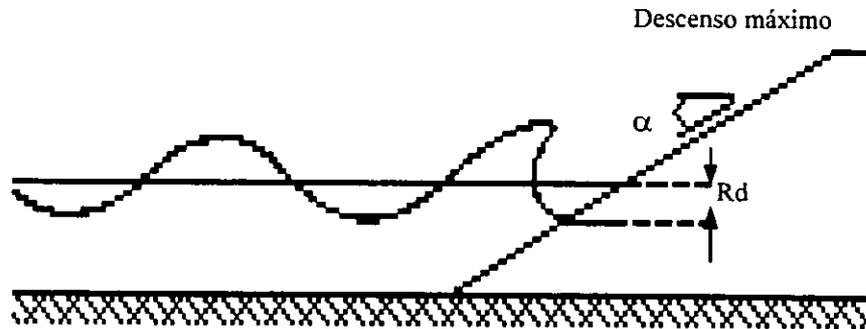


Fig. 2.15 Descenso máximo sobre taludes.

El descenso máximo se utiliza en el diseño geométrico para determinar el nivel donde se presentarán las velocidades más grandes, es decir, la zona donde se colocarán las piezas de mayor peso y el nivel donde termina el manto principal.

### II.4.2 Métodos para estimar el descenso máximo.

Varios de los investigadores que realizaron ensayos para estimar el ascenso máximo, lo hicieron también para el descenso. Sin embargo, se cuenta con menos trabajos relativos a este tema.

#### II.4.2.1 Formulaciones empíricas.

Al igual que en el caso del ascenso, Ahrens, 1981, propuso ecuaciones que presentan resultados conservadores. Aplican en el caso de pendientes suaves.

$$0 < I_r < 4 \quad \frac{Rd_{2\%}}{H_s} = 0.33 I_r \quad (\text{ec. 32})$$

$$I_r > 4 \quad \frac{Rd_{2\%}}{H_s} = 1.5 \quad (\text{ec. 33})$$

$Rd_{2\%}$ , es el descenso máximo con una probabilidad de excedencia del dos por ciento.

**II.4.2.2 Ecuación de Losada y Giménez – Curto.**

Losada et al, 1981, trabajaron simultáneamente la estimación de ascenso y descenso máximos, por lo que la expresión es similar.

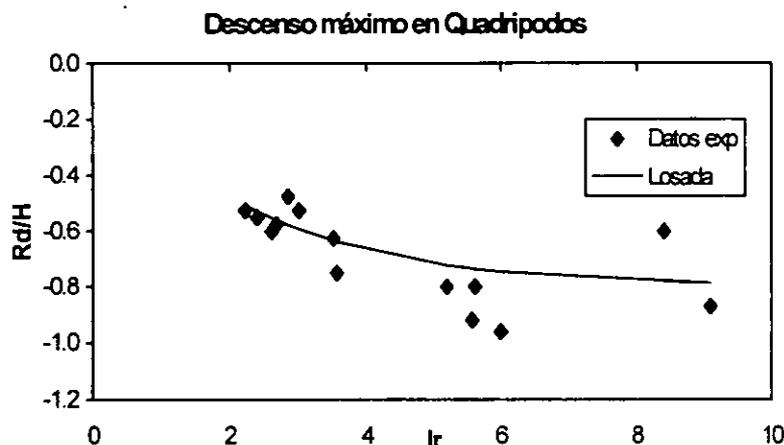
$$\frac{Rd}{H} = Ad(-e^{BdIr}) \tag{ec. 34}$$

Ad y Bd son coeficientes de ajuste que dependen del tipo de piezas. Losada y Giménez propusieron los valores que se muestran en la tabla 2.6.

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

**Tabla 2.6 Coeficientes de ajuste para la ecuación (36).**

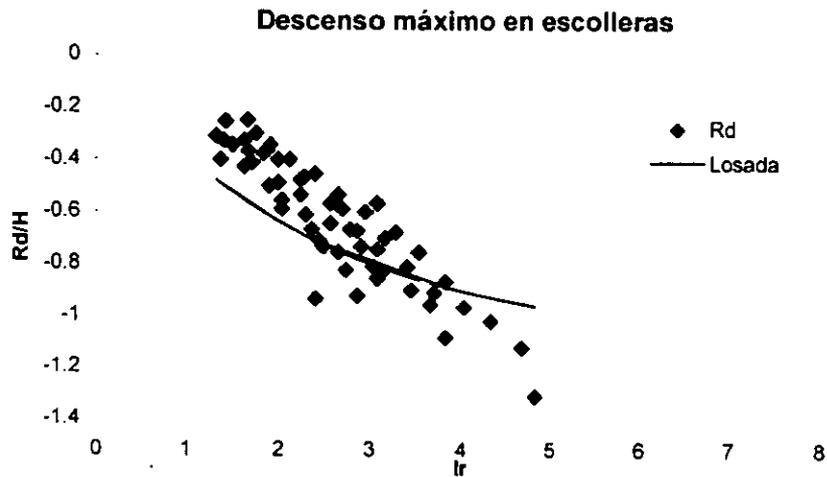
Esta formulación se comparó con los resultados del informe de Gumbak, 1979. El resultado se muestra en las figuras 2.16 y 2.17.



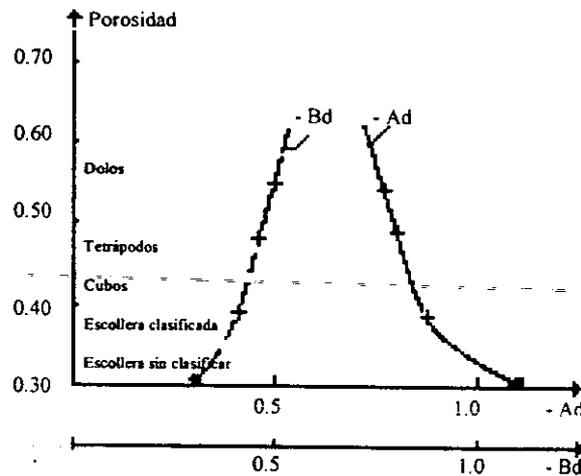
**Fig. 2.16 Datos experimentales obtenidos por Dai y Kamel, 1969.**

**II.4.2.2.1 Obtención de los coeficientes de ajuste para la ecuación de Losada y Giménez – Curto.**

A pesar de que esta formulación no ofrece tan buenos resultados como la propuesta para ascenso, se han desarrollado trabajos para mejorar la estimación de los coeficientes de ajuste. La figura 2.18 muestra las curvas de mejor ajuste para la determinación de Ad y Bd en función de la porosidad.



**Fig. 2.17 Datos experimentales obtenidos por Jackson, 1968.**



**Fig. 2.18 Coeficientes de ajuste para la ecuación de Losada.**

**II.4.2.3 Ecuación de Van der Meer.**

Van der Meer, 1988, presenta una ecuación que toma en cuenta la porosidad de la estructura y el peralte de ola.

$$\frac{Rd_{2\sigma}}{H_s} = 2.1 \tan\alpha - 1.2P^{0.15} + 1.5e^{-60S_m} \quad (\text{ec. 35})$$

P es el factor de porosidad de Van der Meer y  $S_m$  es la esbeltez de ola relativa al periodo medio, definida como

$$S_m = \frac{2\pi H_s}{gT_m^2} \quad (\text{ec. 36})$$

## II.5 Rebase.

### II.5.1 Descripción del rebase.

El rebase es un proceso intermitente que ocurre cuando el ascenso máximo sobrepasa la cota de coronación del dique. Esto se puede presentar con olas un poco menores que las que provocan el fallo de la estructura.

Sin embargo, algunos diques se diseñan permitiendo un ligero rebase, de donde se entiende que un nivel aceptable de rebase no producirá daños severos en la estructura ni en la zona protegida.

El grado de rebase se mide por la cantidad de agua que pasa a dicha zona. Esto puede ser cuantificado como volumen de agua por unidad de longitud del rompeolas o como descarga media de rebase por unidad de longitud del rompeolas durante una tormenta.

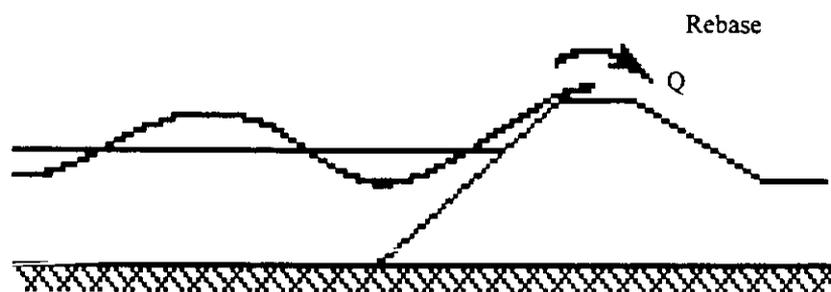


Fig. 2.19 Rebase sobre taludes.

El diseño, considerando rebase, consiste en determinar una geometría tal que el fenómeno se mantenga en niveles aceptables. El parámetro fundamental que se utiliza para regular la descarga media es el francobordo del dique.

### II.5.2 Valores críticos de descarga media.

Existen algunos valores de descarga media para los que se ha identificado el comportamiento y la seguridad de la estructura y de la zona protegida. Estos valores, llamados críticos, se muestran en la figura 2.20

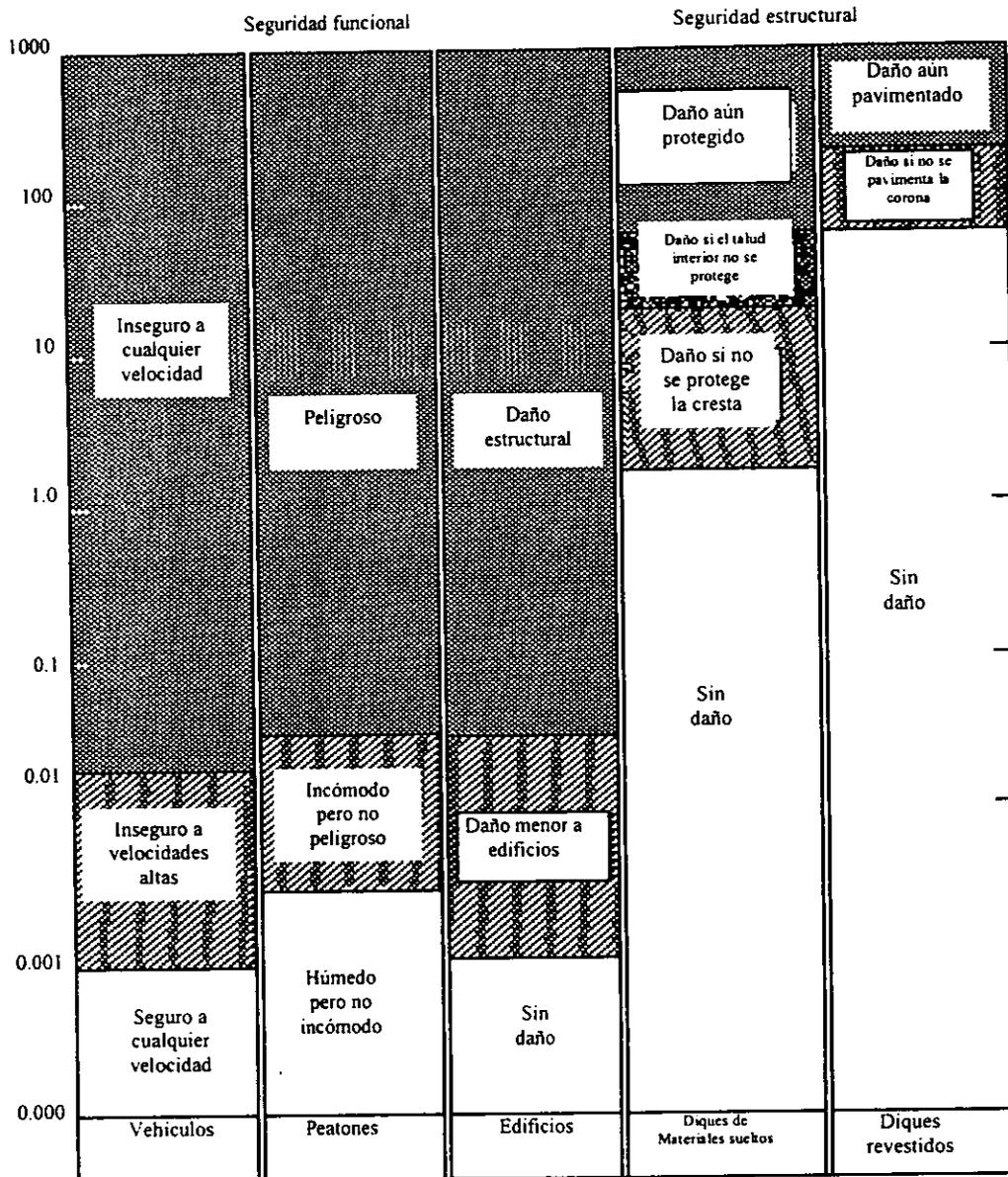


Fig. 2.20 Valores críticos de la descarga media por rebase.

### II.5.3 Formulaciones para estimar la descarga media por rebase.

#### II.5.3.1 Expresión de Owen.

En 1980 Owen obtiene una ecuación como resultado de diversos ensayos en taludes lisos con y sin berma.

$$Q = \frac{q}{gH_s^3} \frac{H_s}{gT_m^2} \quad (\text{ec. 37})$$

$$F_a = \frac{F}{H_s} \frac{H_s}{gT_m^2} \quad (\text{ec. 38})$$

donde

Q	descarga media.
q	descarga media por unidad de longitud.
F <sub>a</sub>	francobordo adimensional.
F	francobordo.

### II.5.3.2 Ecuación de Franco y Aminti.

En 1988 Franco et al realizaron experimentos con taludes de roca, cubos y tetrápodos. Hicieron mediciones para varias relaciones de B/H<sub>s</sub> y dos tipos de taludes. Estos diques tenían un pequeño espaldón en la cresta.

$$Q_a = aF_a^{-b} \quad (\text{ec. 39})$$

Ellos utilizaron

$$Q_a = \frac{q}{gT_m H_s} \quad (\text{ec. 40})$$

$$F_a = \frac{F}{T_m} \frac{F}{gH_s H_s} \quad (\text{ec. 41})$$

para determinar los parámetros a y b. Sus resultados se muestran en la tabla 2.7.

### II.5.3.3 Diagramas de Goda.

Goda, 1985, presenta una serie de diagramas para el cálculo de la descarga por rebase. Aunque sus datos presentan una dispersión importante, pueden emplearse como una primera aproximación.

Las características de los rompeolas analizados son: una coraza principal de dos capas de tetrápodos, el parapeto vertical se colocó a 0.1H<sub>o</sub> y no se recubrió, se construyó una estructura de protección a pie de dique y la pendiente del talud fue de 1:15.

Tipo de Pieza	Pendiente	B H <sub>c</sub>	a	b
Roca	1/2	1.10	1.67*10 <sup>-8</sup>	2.41
		1.85	1.85*10 <sup>-7</sup>	2.30
		2.60	2.27*10 <sup>-8</sup>	2.68
Roca	3/4	1.10	5.05*10 <sup>-8</sup>	3.10
		1.85	6.83*10 <sup>-8</sup>	2.65
		2.60	3.07*10 <sup>-8</sup>	2.69
Cubos	1/2	1.10	8.33*10 <sup>-8</sup>	2.64
		1.85	1.52*10 <sup>-7</sup>	2.43
		2.60	8.35*10 <sup>-7</sup>	2.38
Cubos	3/4	1.10	6.16*10 <sup>-7</sup>	2.20
		1.85	1.68*10 <sup>-7</sup>	2.42
		2.60	1.86*10 <sup>-8</sup>	2.82
Tetrápodos	1/2	1.10	1.88*10 <sup>-8</sup>	3.08
		1.85	1.13*10 <sup>-8</sup>	3.80
		2.60	1.07*10 <sup>-8</sup>	2.86
Tetrápodos	3/4	1.10	5.59*10 <sup>-8</sup>	2.81
		1.85	1.68*10 <sup>-8</sup>	3.02
		2.60	9.23*10 <sup>-9</sup>	2.98

Tabla 2.7 Valores de los parámetros a y b de la formulación de Franco et al.

Los diagramas de Goda se muestran en las figuras 2.21 y 2.22. La primera corresponde a una pendiente en el fondo  $\cot \beta = 10$  y la segunda; a  $\cot \beta = 30$ . Además:

- Cada gráfica corresponde a un peralte,  $\frac{H'o}{L_o}$ , diferente.
- $H'o = \frac{H_{pie\ de\ dique}}{K_s}$
- $K_s$  es la rugosidad del manto principal.
- $h_c$  es el francobordo.
- Eje horizontal, parte izquierda, profundidad adimensional,  $\frac{h}{H'o}$
- Eje horizontal, parte derecha, descarga por unidad de longitud.
- Eje vertical, descarga adimensional,  $\frac{q}{2g(H'o)^3}$
- Cada curva en la gráfica corresponde a un francobordo relativo,  $\frac{h_c}{H'o}$ , diferente.

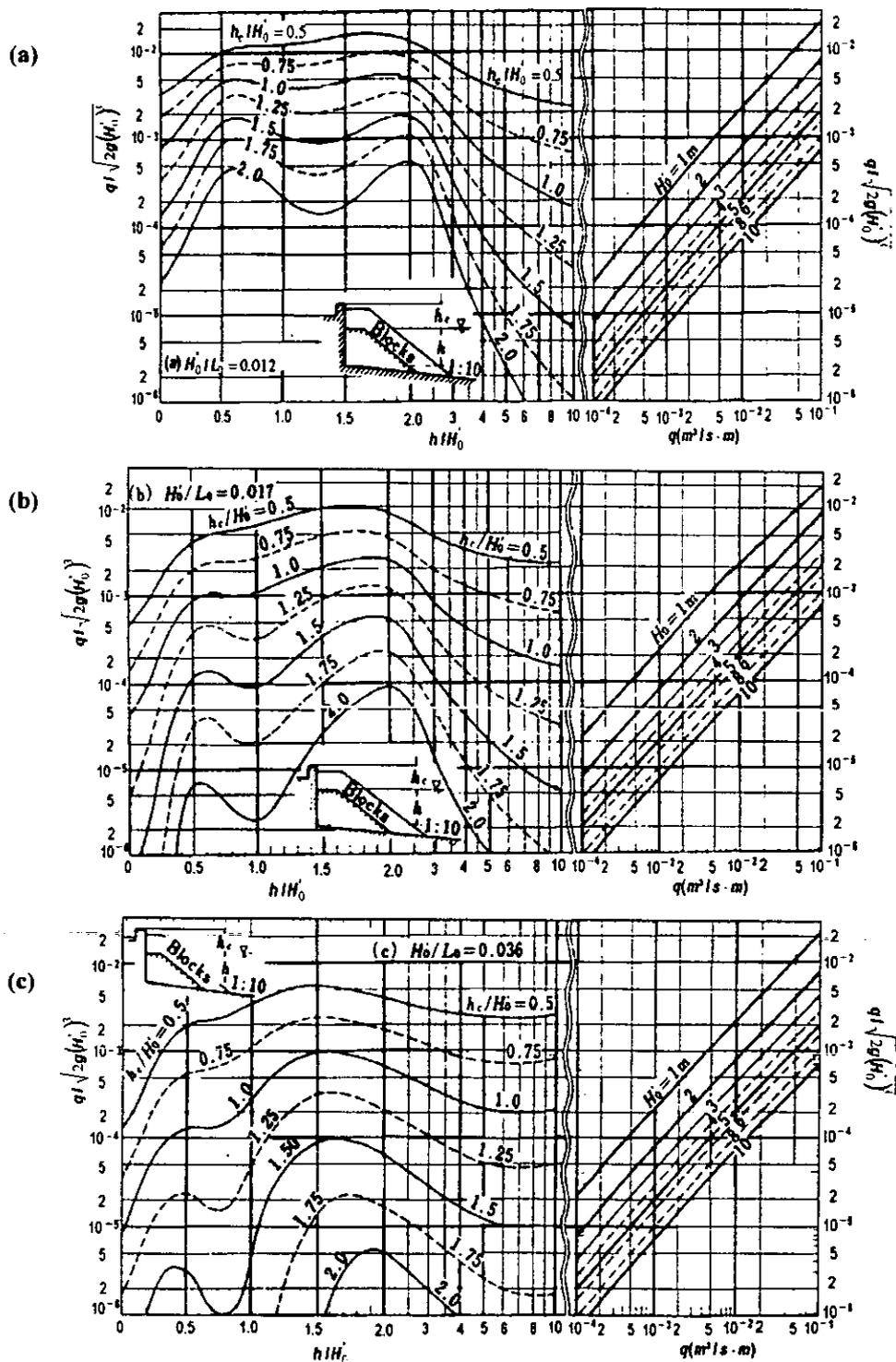


Fig. 2.21 (a), (b) y (c) Diagramas de diseño de pendiente de fondo marino igual a 1/10.

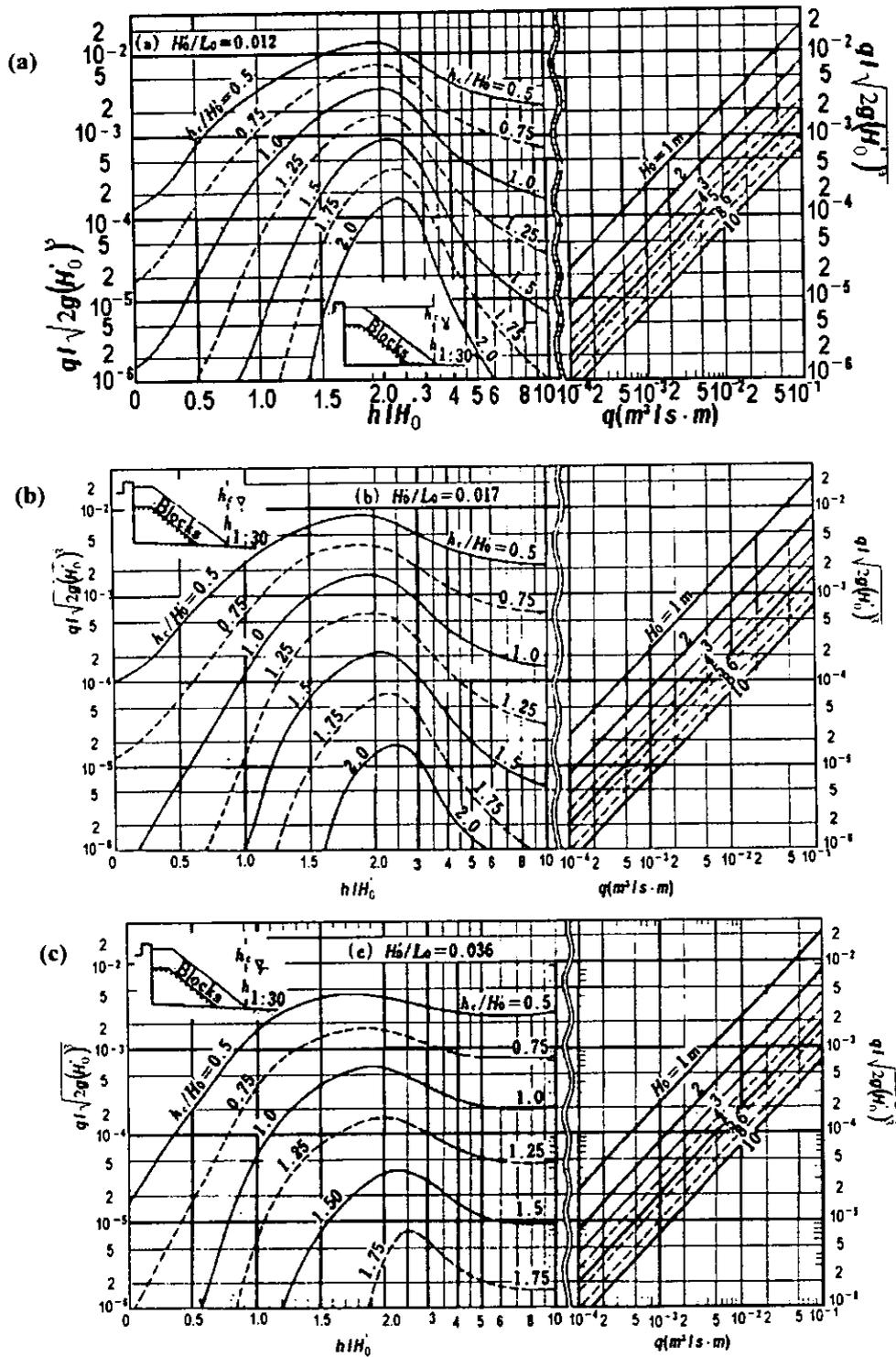


Fig. 2.22 (a), (b) y (c) Diagramas de diseño con pendiente de fondo marino igual a 1/30

**II.5.3.4 Formulación de Van der Meer y Jansen.**

Van der Meer et al, 1992. proponen expresiones limitadas por el número de Iribarren asociado al periodo pico,  $T_p$ .

$I_{r_p} < 2$  (oleaje rompiente)

$$Q_b = 0.06e^{-4.7F_b} \tag{ec. 42}$$

$$F_b = \frac{F}{H_s I_{r_p} \gamma} \tag{ec. 43}$$

$I_{r_p} > 2$  (oleaje no rompiente)

$$Q_n = 0.2e^{-2.3F_n} \tag{ec. 44}$$

$$F_n = \frac{F}{H_s \gamma} \tag{ec. 45}$$

Los subíndices b y n denotan oleaje rompiente (*breaking*) y no rompiente (*non breaking*), respectivamente.

**II.5.3.5 Formulaciones de Mogens, Sloth y Juhl.**

Mogens et al, 1998, realizaron sus estudios en el laboratorio del instituto danés de hidráulica. A pesar de que trabajaron con taludes de roca, sus resultados pueden extenderse a mantos con piezas artificiales.

$$Q = -0.3 \ln(S_p) e^{\left(-\frac{2.3c}{H_s}\right)} \tag{ec. 46}$$

donde

$$c = a^{0.3} (2F + 0.35B) \tag{ec. 47}$$

- a pendiente del talud expuesto al oleaje
- B ancho de la cresta

Estos autores modificaron su expresión a fin de tomar en cuenta el tipo de pieza. Para ello incluyeron un coeficiente de corrección,  $R_f$ .

$$Q = -0.3 \ln(S_p) e^{\left(-\frac{2.3c}{H_s R_f}\right)} \tag{ec. 48}$$

Los valores del coeficiente  $R_f$  se muestran en la tabla 2.8.

Tipo de Pieza	$R_f$
Cubos	0.65
Roca de cantera	0.6
Roca lisa	0.65
Acrópodos en una capa y dos capas de cantera	0.55
Dolos	0.45

Tabla 2.8 Valores del parámetro  $R_f$  para la formulación de Mogens et al.

Finalmente, Mogens et al, desarrollaron una expresión para el caso de diques con espaldón.

$$Q = -0.01 \ln(S_p) e^{\left( \frac{10c}{H, R_f} \right)} \quad (\text{ec. 49})$$

## II.6 Transmisión.

### II.6.1 Descripción de la transmisión.

Los diques con cota de coronación relativamente baja, pueden ser rebasados en tal forma que se genere oleaje en la zona protegida. Cuando esto ocurre, se dice que el oleaje se transmite a través del dique.

Los diques construidos con una cierta permeabilidad, permiten el paso de olas de largo periodo a través de ellos.

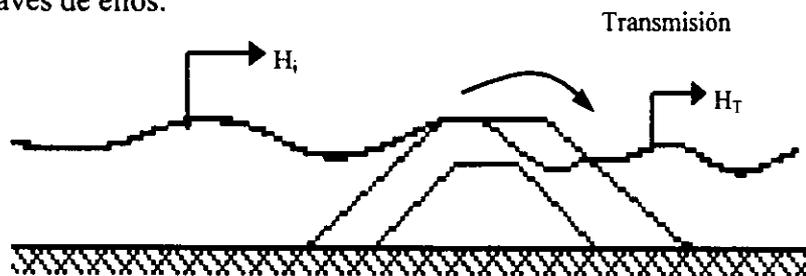


Fig. 2.23 Transmisión del oleaje.

Es importante cuantificar el oleaje transmitido, ya que, al predominar los periodos grandes, se produce el movimiento de barcos y otros objetos flotantes. La transmisión se expresa en metros cúbicos por metro de longitud de la cresta y por segundo.

### II.6.2 Coeficiente de transmisión.

La intensidad de este fenómeno puede ser descrita por el coeficiente de transmisión,  $K_T$ , definido como

$$K_T = \frac{H_T}{H_i} = \frac{E_T}{E_i} \quad (\text{ec. 50})$$

Los subíndices T e i denotan oleaje transmitido e incidente, respectivamente. E es la energía total del oleaje.

### II.6.3 Formulaciones para determinar el coeficiente de transmisión.

Uno de los aspectos más importantes por considerar, en relación con la transmisión, es si el dique es rebasable o no. También la porosidad del dique es un factor de importancia. Es por ello que las formulaciones desarrolladas para determinar  $K_T$  se clasifican en función de dichos parámetros del dique.

#### II.6.3.1 Transmisión en diques rebasables porosos.

En 1976 Numata propuso la expresión

$$K_T = \frac{1}{\left[1 + \alpha_T \left(\frac{H}{L}\right)^{\beta_T}\right]^2} \quad \frac{h}{L} < 0.25 \quad (\text{ec. 51})$$

donde

- h profundidad a pie de dique.
- H altura de ola en la profundidad h.
- L longitud de ola en la profundidad h.

Los valores de  $\alpha_T$  y  $\beta_T$  se muestran en la tabla 2.9.

Material	$\alpha_T$	$\beta_T$
Escollera clasificada	$1.260 \left(\frac{B}{D}\right)^{0.670}$	1
		2
Tetrápodos	$1.184 \left(\frac{B}{D}\right)^{0.895}$	1
		2

Tabla 2.9 Coeficientes empíricos de la ecuación de Numata.

### II.6.3.2 Transmisión en diques permeables no rebasables.

El mismo Numata propuso una expresión para calcular  $K_T$  en este tipo de diques y bajo la acción de oleaje irregular.

$$K_T = \frac{1}{1 + \frac{\alpha_T^*}{I_r}} \quad (\text{ec. 52})$$

donde

$$\alpha_T^* = 1.48 \left(\frac{B_s}{D}\right)^{0.66} \quad (\text{ec. 53})$$

- $B_s$  anchura del rompeolas al nivel medio del mar.
- D diámetro de las piezas.

### II.6.3.3 Transmisión en diques rebasables y sumergidos.

En este tipo de diques, la transmisión es uno de los parámetros fundamentales de diseño y la variable gobernante es el francobordo. Dentro de los estudios realizados para estimar el coeficiente de transmisión están

Seelig, 1980, con base en datos experimentales, propone la siguiente expresión

$$K_T = C \left( 1 - \frac{F}{Ru} \right) \quad (\text{ec. 54})$$

$$C = 0.51 - 0.11 \frac{B}{H} \quad (\text{ec. 55})$$

En este caso H es la altura de la estructura.

Más adelante el mismo Seelig modificó su ecuación a fin de mejorar los resultados, específicamente, en taludes con pendiente 1:15.

$$K_T = C \left( 1 - \frac{F}{Ru} \right) - (1 - 2C) \frac{F}{Ru} \quad (\text{ec. 56})$$

En 1990 Van der Meer analizó los resultados obtenidos por Seelig, 1980, Powell y Allsop, 1985, Daemrich y Kahle, 1985, Ahrens, 1987, y él mismo, 1988. La comparación de resultados se muestra en la figura 2.24.

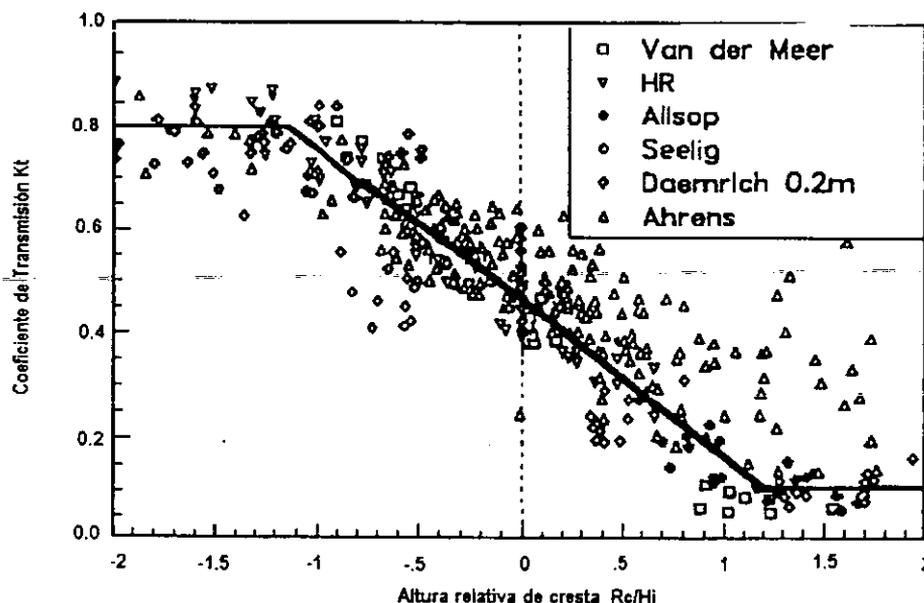


Fig. 2.24 Coeficiente de transmisión en función del francobordo relativo.

De dicho análisis Van der Meer obtuvo las siguientes expresiones

$$K_T = 0.8 \quad -2.0 < \frac{F}{H_s} < -1.13 \quad (\text{ec. 57})$$

$$K_T = 0.46 - 0.3 \frac{F}{H_s} \quad -1.13 < \frac{F}{H_s} < 1.2 \quad (\text{ec. 58})$$

$$K_T = 0.10 \quad 1.2 < \frac{F}{H_s} < 2.0 \quad (\text{ec. 59})$$

Es importante destacar que el coeficiente de transmisión no alcanza la unidad aún en estructuras relativamente bajas, y que no llega a ser nulo en estructuras coronadas considerablemente por arriba del nivel medio del mar.

Daemen, 1991, supone que la dispersión que presentan las ecuaciones de Van der Meer se debe a la permeabilidad del manto principal. Para corregir esto, introduce una expresión adimensional diferente para el francobordo.

$$K_T = a \frac{F}{Dn_{50}} + b \quad (\text{ec. 60})$$

donde

$$a = 0.031 \frac{H_s}{Dn_{50}} - 0.24 \quad (\text{ec. 61})$$

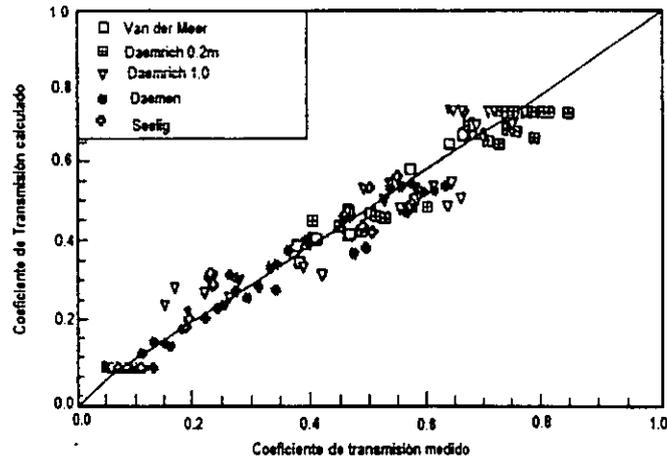
$$b = -5.42S_{op} + 0.0323 \frac{H_s}{Dn_{50}} - 0.0017 \left( \frac{B}{Dn_{50}} \right)^{1.84} + 0.51 \quad (\text{ec. 62})$$

La ecuación de Daemen tiene los siguientes límites

$$K_{T\max} = 0.75 \quad , \quad K_{T\min} = 0.075, \quad (\text{ec. 63})$$

$$1 < \frac{H_s}{Dn_{50}} < 6 \quad \text{y} \quad 0.001 < S_{op} < 0.05$$

Los resultados de Daemen se muestran en la figura 2.25.



**Fig. 2.25 Coeficiente de transmisión calculado y medido por Daemen.**

Es evidente que la dispersión es baja, pero esta formulación no es válida si se carece de un diámetro característico o baja permeabilidad en la región cercana al nivel medio del mar.

En 1996 d'Angermond, Van der Meer y Rutger de Jong propusieron las expresiones

$$K_T = -0.4 \frac{F}{H_s} + \left( \frac{B}{H_s} \right)^{-0.31} (1 - e^{-0.5tr})^{0.64} \quad (\text{ec. 64})$$

para  $0.075 < K_T < 0.8$  y dique permeable

$$K_T = -0.4 \frac{F}{H_s} + \left( \frac{B}{H_s} \right)^{-0.31} (1 - e^{-0.5tr})^{0.80} \quad (\text{ec. 65})$$

para  $0.075 < K_T < 0.8$  y dique impermeable

Los resultados de d'Angermond se muestran en las figuras 2.26 y 2.27.

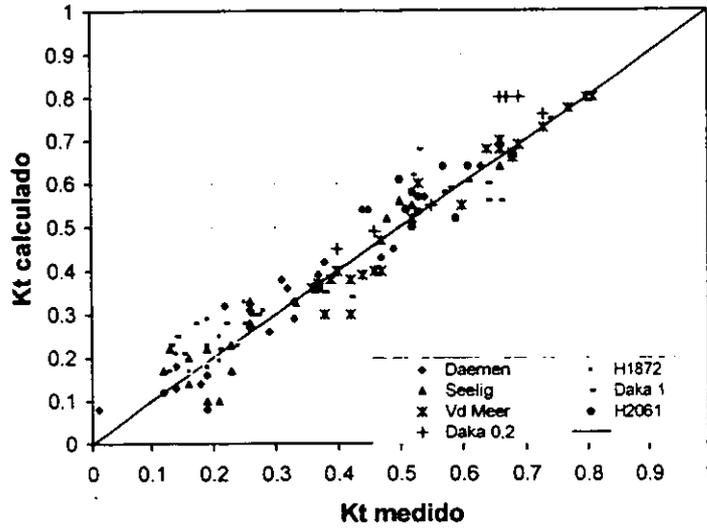


Fig. 2.26 Coeficiente de transmisión para diques permeables.

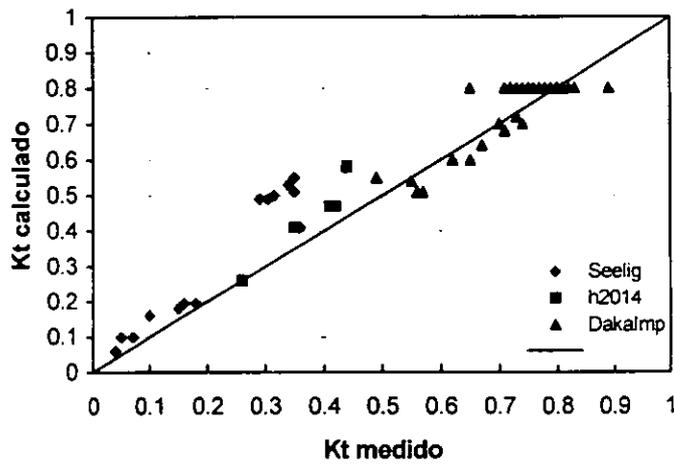


Fig. 2.27 Coeficiente de transmisión para estructuras impermeables.

## II.7 Reflexión.

### II.7.1 Descripción de la reflexión.

La reflexión es el rebote del oleaje al chocar contra la estructura, su importancia radica en que, al encontrarse con el oleaje incidente, genera un estado caótico frente a la estructura. Esto afecta a las pequeñas embarcaciones y aumenta el movimiento del material del fondo.

### II.7.2 Coeficiente de reflexión.

Al igual que en caso de la transmisión, la reflexión puede ser descrita por medio de un coeficiente,  $K_R$ , definido como

$$K_R = \frac{H_R}{H_i} = \frac{E_R}{E_i} \quad (\text{ec. 66})$$

El subíndice R denota oleaje reflejado.

### II.7.3 Formulaciones para determinar el coeficiente de reflexión.

#### II.7.3.1 Reflexión en diques verticales porosos.

Numata en 1976 propuso la expresión

$$K_R = \alpha_R \left( \frac{B}{D} \right)^{\beta_R} \quad \frac{H}{L} > 0.01 \quad (\text{ec. 67})$$

$\alpha_R$  y  $\beta_R$  se obtienen de la tabla 2.10.

#### II.7.3.2 Reflexión en diques permeables no rebasables.

Seeling, 1983, propone una expresión en función del número de Iribarren

$$K_R = \frac{aIr^2}{Ir^2 + b} \quad (\text{ec. 68})$$

Para taludes lisos recomienda  $a = 1.0$  y  $b = 5.5$ . En el caso de núcleo impermeable propone modificar el coeficiente a de la siguiente manera:

- Para una sola capa de escollera, tomar el valor de la figura 2.28.
- Para dos o más capas, tomar el valor de la tabla 2.11

Para diques permeables propone  $a = 0.6$  y  $b = 6.6$ .

Material	B D	h L	$\alpha_R$	$\beta_R$
Escollera sin clasificar	<8	$\leq 0.15$	0.35	$1.7 \frac{h}{L}$
		$\geq 0.15$	0.35	$0.69 \left(\frac{h}{L}\right)^{-0.2}$
	>8	$\leq 0.15$	$1.19 \frac{h}{L}$	0.12
		$\geq 0.15$	$0.38 \left(\frac{h}{L}\right)^{-0.1}$	0.12
Tetrápodos	<5	<0.15	0.35	$0.6 \left(\frac{h}{L}\right)^{-0.49}$
	>5	>0.15	0.35	$0.04 \left(\frac{h}{L}\right)^{-1.1}$

Tabla 2.10 Coeficientes empíricos para la ecuación (67).

Allsop, 1990, asume válida la expresión de Seelig para oleaje irregular, pero define el número de Iribarren como

$$I_r = \frac{\tan \alpha}{\frac{H_s}{L_{m0}}} \quad (\text{ec. 69})$$

donde

$L_{m0}$  es la longitud de onda asociada al periodo medio.

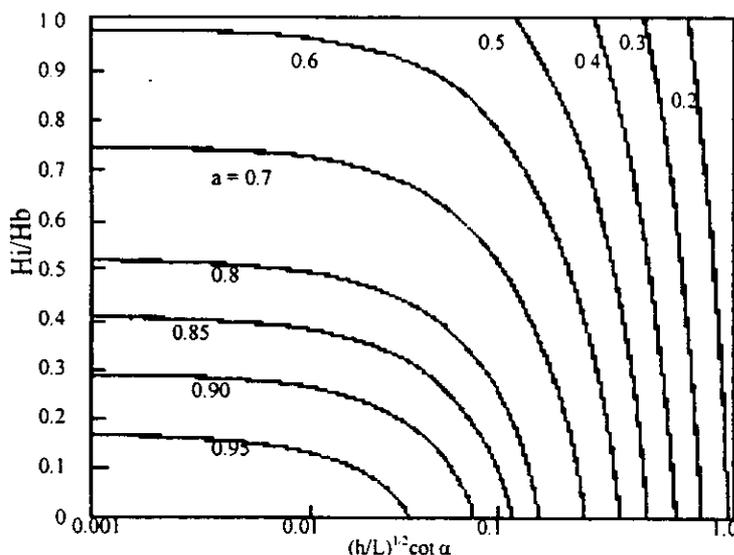


Fig. 2.28 Valores de a para una capa de escollera.

d H	Número de capas en el recubrimiento		
	Dos	Tres	Cuatro
<0.75	0.93	0.88	0.78
0.75 a 2.0	0.71	0.70	0.69
>2.0	0.58	0.52	0.49

Tabla 2.11 Valores de a para dos o más capas de recubrimiento.

Los coeficientes a y b los obtiene experimentalmente y se muestran en la tabla 2.12.

Tipo de manto principal	a	b
Liso	0.96	4.80
Escollera (2 capas)	0.64	8.85
Escollera (1 capa)	0.64	7.22
Grandes rocas (2 capas)	0.64	9.64
Grandes rocas (1 capa)	0.67	7.87

Tabla 2.12 Valores de a y b para oleaje irregular.

### II.7.3.3 Reflexión en diques rebasables y sumergidos.

En este tipo de diques, la reflexión no ha sido tan estudiada como la transmisión. Sin embargo, en una primera aproximación es válido suponer que  $K_R$  dependerá del francobordo y del peralte del oleaje.

Esta suposición ha sido validada por los trabajos de Vidal et al, 1992, como se observa en la figura 2.29.

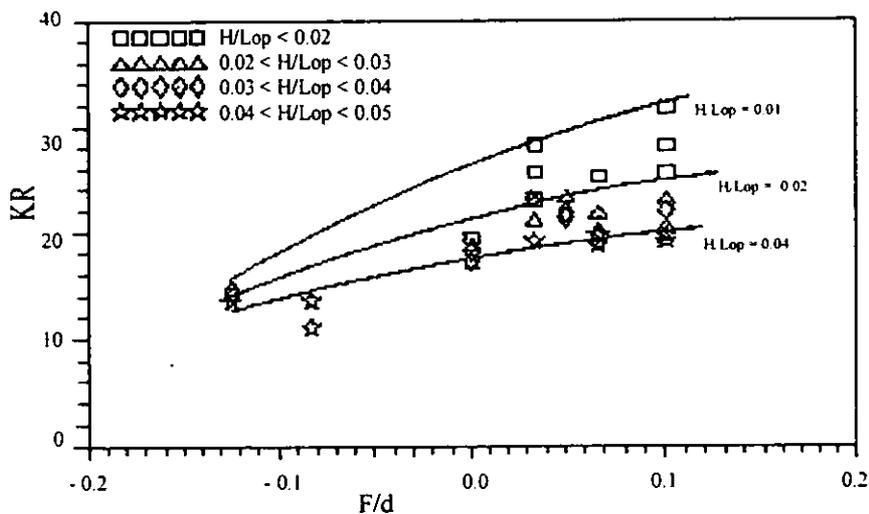


Fig. 2.29 Coeficiente de reflexión (%) obtenido por Losada.

Es evidente que el coeficiente de reflexión aumenta a la vez que el francobordo y que el peralte influye de manera importante en la reflexión.

**CAPITULO III**  
**DISEÑO MECÁNICO DE DIQUES**

### III. DISEÑO MECÁNICO DE DIQUES.

Una estructura marítima de protección litoral sirve, principalmente, para mitigar los efectos del oleaje y crear una zona de calma que permita desarrollar actividades portuarias. La forma más simple de un dique consta de materiales sueltos y no lleva ninguna estructura en la corona.

Sin embargo, la forma más común, incluye un núcleo de materiales finos y varias capas de material grueso, que van aumentando su tamaño de dentro hacia fuera. La última capa, la de piezas más grandes, se denomina coraza o manto principal.

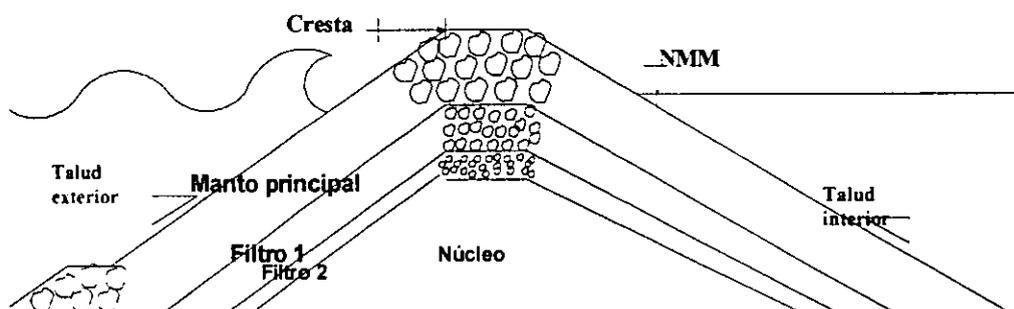


Fig. 3.1 Esquema de un dique

El manto principal es un sistema rugoso y permeable que puede construirse de rocas sin clasificar, clasificadas o con piezas de concreto como cubos, dolos, tetrápodos, acrópodos, entre otras.

En general, la estabilidad de toda la estructura está asociada al diseño del manto principal. Es por ello que la parte medular de este capítulo versa sobre dicho tema. Previo, se hablará de las características principales de los materiales de construcción.

#### III.1 Materiales utilizados en la construcción de diques.

La principal característica que debe tener cualquier material que se piense emplear en diques es la resistencia a la salinidad del agua del mar. Además de la solidez para resistir los impactos durante la colocación y la vida útil de la estructura.

##### III.1.1 Roca.

El uso de roca para la construcción de diques data de hace más de 5000 años, por lo que numerosos estudios se han desarrollado para determinar sus características estructurales.

Se ha encontrado una gran variedad de factores que influyen en el comportamiento del material rocoso. Una primera distinción, es la que se refiere a la función que desempeñará el material dada su posición dentro de la estructura.

**III.1.1.1 Manto principal.**

Son las capas exteriores del dique, mismas que están sujetas a las condiciones de operación más desfavorables, por ello, requieren piezas con mayor resistencia y durabilidad. Así como forma, tamaño, peso y clasificación específicas.

**III.1.1.2 Capas secundarias y filtros.**

Las piezas de la coraza se apoyan en las capas inferiores, por lo que la resistencia de estas últimas debe ser tal, que no permita que las fuerzas inducidas por el oleaje muevan las piezas del manto principal. A la vez, esta capa secundaria sirve como cubierta para evitar la erosión del núcleo. Por lo que se refiere a las funciones hidráulicas de la capa secundaria, debe contribuir a la disipación de la energía del oleaje.

Los criterios de elección del material de la capa secundaria, tienen como base la curva granulométrica y la densidad, relativa a la del agua, del material.

**III.1.1.3 Núcleo.**

Las principales funciones del núcleo, ya sea permeable o no, son tener la resistencia suficiente para soportar toda la estructura y la compactación necesaria para resistir las sollicitaciones durante la vida útil.

Por otro lado, el material del núcleo debe estar libre de sales solubles y yeso, ya que podrían ser removidos en solución.

La siguiente tabla muestra las sollicitaciones estructurales de cada capa.

<b>Manto principal</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Resistir las cargas hidrodinámicas.</li> <li>- Disipar la reflexión de oleaje.</li> <li>- Reducir el nivel de ascenso y la socavación.</li> <li>- Ofrecer un ambiente estético y de recreación</li> </ul>
<b>Capa secundaria</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Proteger el material interior del arrastre.</li> <li>- Resistir el deslizamiento de capas.</li> <li>- Regular la porosidad.</li> </ul>
<b>Núcleo</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Regular la transmisión de oleaje.</li> <li>- Resistir el arrastre de material.</li> </ul>

**Tabla 3.1 sollicitaciones de las capas de un dique.**

Las principales propiedades que se consideran para elegir el material que se utilizará, se dividen en cuatro grupos

- Propiedades intrínsecas: color, densidad, porosidad, discontinuidades, grados de erosión.

- Propiedades geométricas: integridad, forma, peso y tamaño de los bloques, clasificación.
- Propiedades inducidas: porosidad de la coraza, trabazón, rugosidad.
- Durabilidad.

Una propuesta para determinar el deterioro de la roca en diferentes climas se muestra en la tabla 3.2.

Determinación del deterioro y tipo de roca												
Clima	Redondeo por abrasión				Resquebrajamiento				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 3.2 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

### III.1.2 Concreto.

Es práctica común utilizar grandes las cantidades de material fino, que se produce durante la extracción de roca, como agregados para concreto empleado en estructuras marítimas.

En general, el concreto se utiliza en el manto principal cuando no se cuenta con una fuente económica de roca de buena calidad y tamaño adecuado. En ocasiones, se utiliza concreto cuando las piezas diseñadas pesan más de 15 toneladas, ya que es difícil hallar bancos con roca tan grande.

Ocasionalmente, se utiliza concreto reforzado generado por demolición para la coraza. En estos casos, si la forma es adecuada, estas piezas pueden presentar mayor estabilidad que algunas piezas de roca. En el caso de piezas fabricadas específicamente para diques, se

tiene la ventaja de que las piezas pueden conectarse entre sí y con ello aumentar la estabilidad.

Este tipo de piezas suelen fallar por tensión, para mejorar su resistencia, se utiliza concreto reforzado o se adicionan a la mezcla fibras de acero.

Emplear acero en el concreto para diques, no permite el uso de agua de mar en la mezcla, ya que las sales disueltas generan gran corrosión. En su lugar, se han utilizado fibras de polietileno y polipropileno para evitar el acarreo de agua fresca. De cualquier forma, la recomendación general es que no se utilice acero en estructuras marítimas.

Se debe poner especial atención en el tipo de cemento que se utilice, ya que el ataque de sales en la zona sujeta a mojado y secado, produce un desquebrajamiento en la superficie, con lo que aumenta la porosidad. Esto se traduce en pérdida de la resistencia de las piezas.

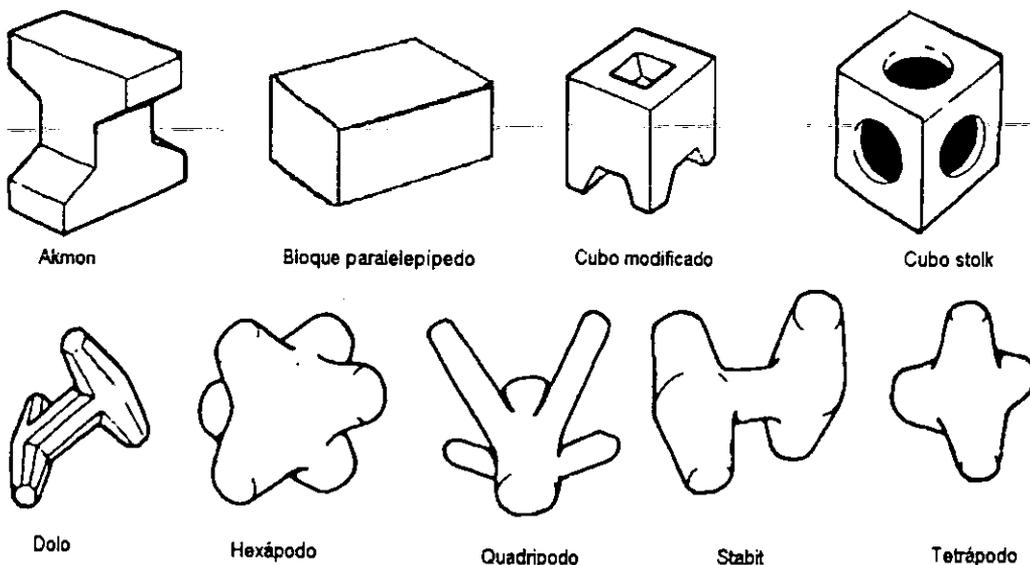
Finalmente, al igual que con cualquier tipo de concreto, debe ponerse especial atención en el curado para garantizar su correcto funcionamiento.

### III.1.2.1 Tipos de piezas de concreto.

En general, las piezas de concreto se pueden clasificar en dos grupos:

- Aquellas que requieren colocación especial para lograr una interconexión específica.
- Aquellas cuya colocación e interconexión es aleatoria.

El primer grupo no es muy recomendable debido a la imprecisión que se tiene al construir bajo el agua.



**Fig. 3.2 Piezas de concreto más comunes**

Hasta hace poco, se consideraba que los dolos y tetrápodos eran las mejores piezas en lo que a estabilidad se refiere. Sin embargo, se ha visto que las piezas de gran magnitud se llegan a romper, por lo que se recomienda que su uso se haga con la precaución necesaria.

### III.1.3 Otros materiales.

#### III.1.3.1 Productos de desecho.

Este tipo de materiales, muy utilizados en Europa, está limitado por su tamaño, propiedades mecánicas y químicas y por su potencial toxicidad.

A continuación se muestra cómo se pueden utilizar estos productos.

Material	Posible uso
Desechos de minería	Núcleo, relleno y filtros
Material ferroso y desechos de extracción	Relleno y filtros
Material no ferroso y desechos de extracción	Relleno y filtros si está limpio
Desechos domésticos	Inútil
Carbón y ceniza	Relleno
Desechos de construcción y demolición	Relleno y manto principal
Aceites y desechos químicos	Inútil
Desechos industriales y arcillas	Núcleo y rellenos
Lodos	Núcleo y rellenos

Tabla 3.3 Posibles usos de los materiales de desecho en diques.

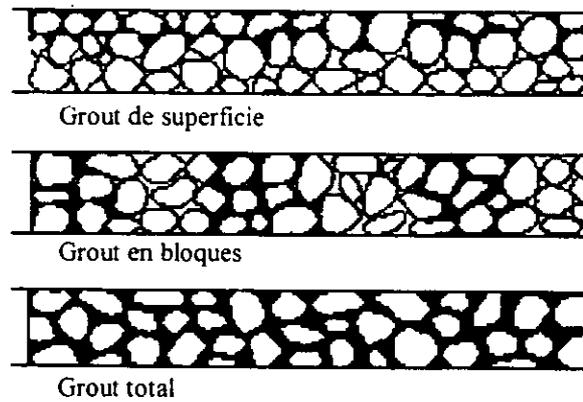
#### III.1.3.2 Grouts.

Cuando se tiene una coraza de materiales sueltos, es posible mejorar su estabilidad con el uso de grouts. El grout se puede hacer con mortero o concreto asfáltico.

Existen tres formas de hacer el grout:

- Grout de superficie: Solo las rocas en la superficie son cubiertas.
- Grout en bloques: El grout cubre toda la capa, pero solo en algunas partes. En total, se cubrirá alrededor del 50% de la superficie.
- Grout total: Todos los espacios intergranulares son cubiertos.

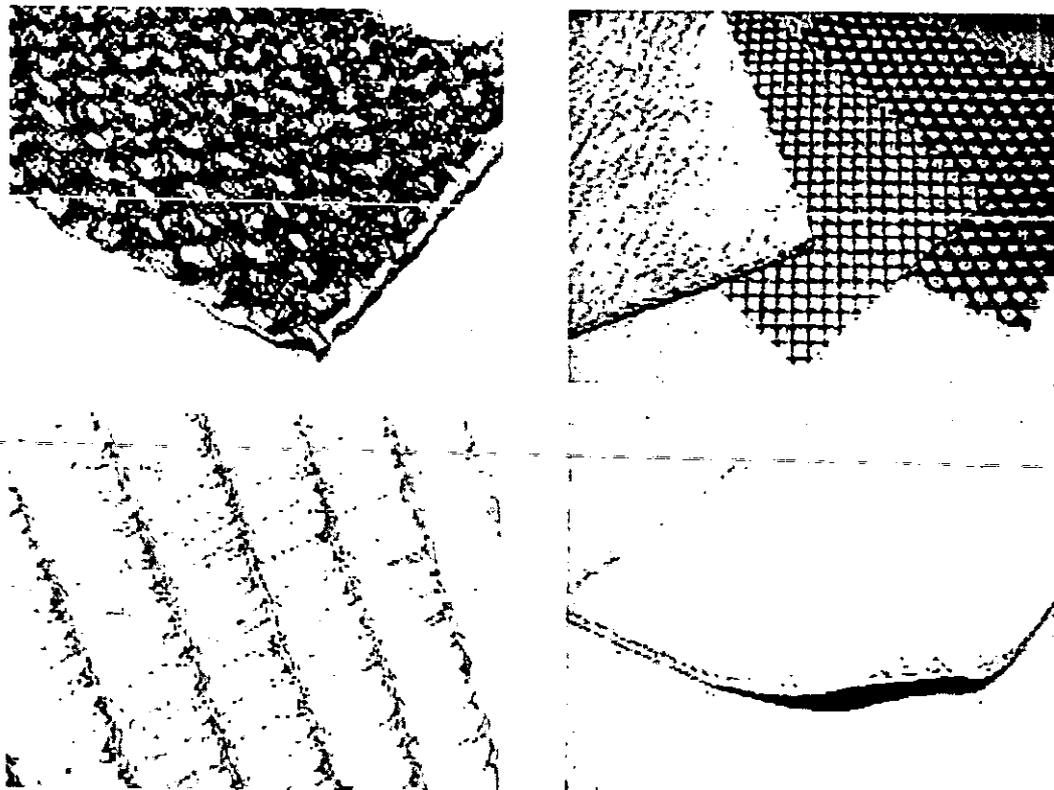
El cemento utilizado para el grout, debe cumplir con las características ya mencionadas.



**Fig. 3.3 Tipos de grout**

### III.1.3.3 Geotextiles.

Los Geotextiles son materiales hechos de fibra artificial y roca. La mayoría son permeables y utilizados como filtros.



**Fig. 3.4 Ejemplos de geotextiles.**

Sus funciones son:

- Servir como frontera entre capas de diferente tamaño de grano.

- Retener las partículas sólidas y dejar pasar el agua.
- Incrementar la estabilidad de la estructura.
- Facilitar el drenaje gracias a su capacidad de transmitir el flujo.

### III.1.3.4 Materiales compuestos.

Estos sistemas se utilizan cuando algún método empleado para mejorar la estabilidad no es suficiente o cuando se requiera una fácil y rápida colocación de las piezas.

Los sistemas compuestos son cajas construidas con cable de acero de alta resistencia. El cable de acero es recubierto de PVC para evitar la corrosión y su diámetro es de 2 –3 mm.

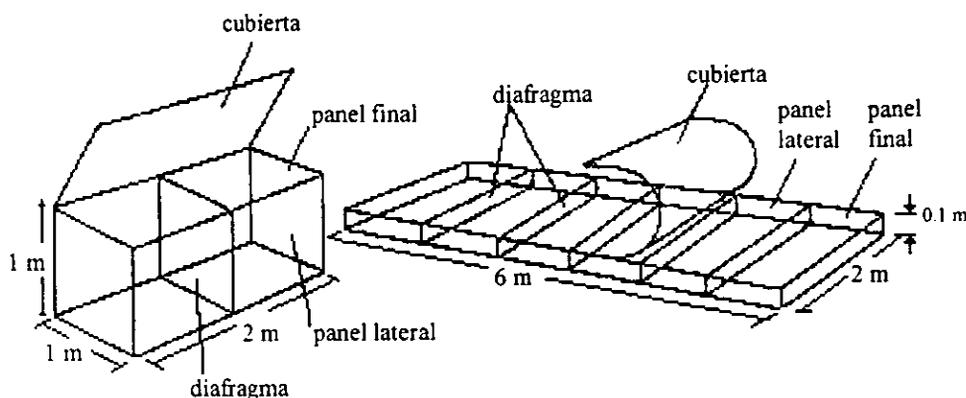


Fig. 3.5 Ejemplo de sistema compuesto.

Estos sistemas contienen diafragmas, que pueden ser geotextiles, los cuales los dividen en pequeños compartimentos. Las cajas se rellenan de roca que en ocasiones se cubre con grout.

Sus funciones dependen de la posición en que se encuentren, esto es, si van al fondo o en la superficie. Así se tiene

En el fondo:

- Mitigar el flujo en el fondo para prevenir el transporte longitudinal.
- Ayudar a la estabilidad de toda la estructura.
- Resistir los esfuerzos generados por anclas.
- Proteger tubería y líneas de cableado.

En la superficie:

- Prevenir el transporte de sedimento.
- Resistir la acción del oleaje.
- Proveer flexibilidad para resistir las cargas.
- Soportar el crecimiento de vegetación.

## III.2 Estabilidad de diques.

El comportamiento de una estructura sujeta a la acción del oleaje está relacionado con el daño que este le ocasionará. Los estudios y formulaciones desarrolladas para el diseño de diques, toman como base un nivel de avería aceptable. Es por ello que, a continuación, se revisan los conceptos de estabilidad y avería.

### III.2.1 Concepto de estabilidad.

Las estructuras marítimas se diseñan para presentar una falla dúctil, a fin de poder reparar el daño al término de la tormenta que lo provocó. En 1979 Bruun enlistó las posibles causas de la aparición de dicho daño y el eventual fallo de la estructura.

- Extracción de las piezas del manto principal a causa del oleaje.
- Movimientos continuos de los cantos del manto principal sin grandes desplazamientos instantáneos, pero capaces de deformar a largo plazo la geometría del manto. (falla por fatiga).
- Rotura de las piezas del manto principal a causa de choques.
- Deslizamiento del manto por falta de fricción con las capas subyacentes.
- Fallas debidas a una baja capacidad de carga del terreno de cimentación.
- Averías en el manto interior y en la corona causadas por rebase.
- Socavación en la base del espaldón.
- Discrepancias en las características de los materiales.
- Defectos de construcción que crean zonas débiles.
- Erosión de pie o socavación en la parte inferior del dique.
- 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.

Este conjunto de causas puede clasificarse en tres grupos:

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

Dentro del alcance de este trabajo, solo cae el primer grupo, aunque debe aclararse que los otros son igual de importantes.

Al hablar de estabilidad del manto principal, se debe distinguir entre dos tipos:

#### III.2.1.1 Estabilidad estructural.

Es la capacidad de las piezas para resistir, sin romperse, las tensiones producidas por la colocación, el medio granular, los desplazamientos, y los movimientos bajo la acción del flujo. Es de especial atención la estabilidad de piezas esbeltas, las que, al romperse, son fácilmente arrastradas por el flujo. En el caso de piezas monolíticas, la rotura es parcial (en

las esquinas y en los bordes), lo que modifica el peso de las piezas y con ello el comportamiento de la estructura.

### III.2.1.2 Estabilidad hidrodinámica.

Es la capacidad de oposición de las piezas al movimiento producido por la acción del flujo, suponiendo que no se rompen.

El movimiento que pueden presentar las piezas es de dos tipos:

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

El primer tipo no se analizará, puesto que se encuentra ligado a la estabilidad estructural dados los choques que produce.

De modo que en lo sucesivo, al hablar de estabilidad deberá entenderse estabilidad hidrodinámica, y al hacerlo de movimiento, deberá entenderse desplazamiento.

Cuando el dique es atacado por olas de pequeña altura, éste permanece inalterado. Al aumentar la altura de las olas, comienza la extracción de piezas, para que a partir de un número de olas determinado, la extracción cese.

Durante estos estados se ha alcanzado una estabilidad parcial. Cabe recordar que todo proceso relacionado con el oleaje es aleatorio, entonces, por estabilidad parcial se entiende que se han extraído las piezas que se encontraban en condición más desfavorable. Esto es, las piezas con mayor probabilidad de extracción ya no están, pero las restantes tienen, aunque pequeña, una cierta probabilidad de ser extraídas.

Una vez que las olas rebasan un umbral, la coraza pierde toda condición de estabilidad y el oleaje comienza a golpear directamente sobre el manto secundario. Cuando esto ocurre, la deformación es muy rápida y la estructura deja de servir en poco tiempo.

### III.2.2 Criterios de avería.

Como se mencionó anteriormente, los diques se diseñan para presentar un nivel de avería aceptable. Muchas formas se han desarrollado para definir el grado de daño de una estructura, por ejemplo, determinar la avería como un porcentaje de los cantos desplazados respecto del total en una determinada área. (Günbak, 1978)

Losada et al, 1986, definieron unos criterios globales de daño, distinguibles mediante inspección visual. Vidal, et al, 1991, complementaron el trabajo y se tiene:

- Inicio de avería (IA): Se alcanza cuando un determinado número de piezas de la coraza son llevadas a una posición alejada a más de un diámetro de su posición original. En el manto se observan huecos de gran tamaño.
- Avería de Iribarren (AI): En este nivel, los huecos son tan grandes que el oleaje comienza a actuar sobre la capa interior del manto principal.
- Inicio de destrucción (ID): Puede definirse como el inicio de avería de la capa interior del manto principal.
- Destrucción (D): El nivel de destrucción se alcanza cuando alguna pieza del manto secundario es extraída. Si el oleaje no disminuye, la estructura deja de funcionar en poco tiempo.

En la figura 3.6 se esquematiza cada nivel de avería:

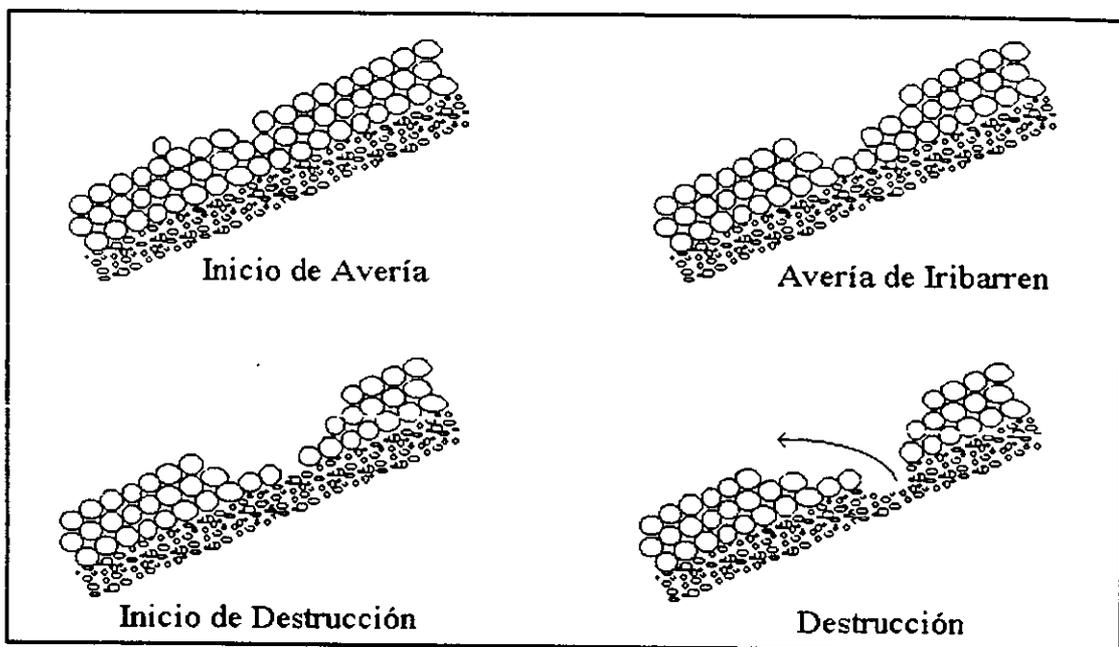


Fig. 3.6 Niveles de avería para un manto principal de tres capas.

Otra forma de medir el daño es a través de parámetros objetivos, por ejemplo, midiendo la sección dañada o contando los cantos extraídos. Estos criterios pueden relacionarse con los métodos visuales como sigue:

Sea  $S$  un parámetro de daño definido como

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

donde  $A_d$  es el área erosionada y

$$D_{n50} = \left( \frac{W_{50}}{\gamma_s} \right)^{1.3} \quad (\text{ec. 2})$$

$W_{50}$  es el peso correspondiente al cuantil del 50% en la curva granulométrica de las piezas del manto y  $\gamma_s$  la densidad de las mismas.

En la tabla siguiente se muestra la relación entre la dos formas de medir el daño.

Nivel de daño, S				
Cot $\alpha$	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 3.4 Valores del parámetro de daño, S, para diferentes tipos de avería.

### III.2.3 La avería como variable aleatoria.

La avería es aleatoria en tanto los procesos que la rigen, características del oleaje incidente y la resistencia de las piezas, también los son. Y como variable aleatoria, puede ser descrita por dos parámetros, uno de tendencia central, la media y otro de dispersión, la desviación estándar.

### III.3 Análisis de la estabilidad del manto principal.

El avance en el conocimiento de las características de flujo sobre el talud de los diques y de las fuerzas geomecánicas que desarrollan las piezas en el manto, ha permitido el desarrollo de principios racionales para el diseño de las piezas de la coraza. A continuación, se revisan algunas de las formulaciones realizadas.

El alcance de este trabajo solo incluye diques no rebasables.

#### III.3.1 Análisis dimensional.

Es importante reconocer los factores que gobiernan la estabilidad y la avería de diseño, a fin de facilitar la comprensión del fenómeno.

Para un nivel de avería dado, el cálculo del peso de las piezas del manto principal está relacionado con los factores siguientes

$$f(d, \rho_s, \rho_w, \mu, g, H_i, T, W_{p50}, \alpha, \text{tipodepiezas}, \text{colocación}) = 0 \quad (\text{ec. 3})$$

Elegido un tipo de piezas y una forma de colocación, se reduce a

$$f(d, \rho_s, \rho_w, \mu, g, H_i, T, W_{p50}, \alpha) = 0 \quad (\text{ec. 4})$$

A aplicar técnicas de análisis dimensional, se tiene

$$f\left(\frac{d}{H_i}, S_r, \frac{H_i^2}{\mu T}, \frac{H_i}{L_{0i}}, \frac{W_{p50}}{\gamma_w H_i^3}, \alpha\right) = 0 \quad (\text{ec. 5})$$

donde

$$S_r = \frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \quad \text{densidad relativa.}$$

$$L_{0i} = \frac{gT^2}{2\pi} \quad \text{longitud de onda.}$$

$$\gamma_w \quad \text{peso específico del agua.}$$

Al considerar flujo turbulento, el número de Reynolds,  $\frac{H_i^2}{\mu T}$ , no es importante en el flujo.

Además, según Desiré, 1985,  $\frac{d}{H_i}$  no afecta a las condiciones de flujo si es mayor o igual a tres.

$$F\left(S_r, \frac{H_i}{L_{0i}}, \frac{W_{p50}}{\gamma_w H_i^3}, \alpha\right) = 0 \quad (\text{ec. 6})$$

De manera que con estos parámetros ha de estudiarse la estabilidad del manto principal.

### III.3.2 Formulaciones de estabilidad para oleaje regular.

#### III.3.2.1 Formulación de Hudson.

Hudson propone una expresión para calcular la masa de las piezas

$$M_{50} = \frac{\gamma_s H^3}{K_D (S_r - 1)^3 \cot \alpha} \quad (\text{ec. 7})$$

donde

$K_D$     coeficiente de estabilidad.  
 $\gamma_s$     peso específico del material del manto.

Los valores de  $K_D$  se muestran en la tabla 3.5 y corresponden al nivel de daño nulo, definido como el nivel en el que 5% o menos de las unidades de la coraza han sido desplazadas.

Esta formulación es recomendable por su sencillez y por que abarca un amplio rango de piezas. Pero sus desventajas son importantes, ya que

- Los ensayos fueron realizados solo para oleaje regular.
- No toma en cuenta el periodo ni la duración de la tormenta.
- No describe el nivel de daño.
- Solo considera diques no rebasables y núcleo impermeable.

Tipo de elemento	Capas de la coraza	Colocación	Cuerpo de la estructura		Morro de la estructura		Cot( $\alpha$ )
			K <sub>D</sub> rompiente	K <sub>D</sub> no rompiente	K <sub>D</sub> rompiente	K <sub>D</sub> no rompiente	
Natural							
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	1.5 a 3
Rugosa y angular	1	Aleatoria	N/D	2.9	N/D	2.3	1.5 a 3
Rugosa y angular	2	Aleatoria	2	4	1.9 1.6 1.3	3.2 2.8 2.3	1.5 2 3
Rugosa y angular	>3	Aleatoria	2.2	4.5	2.1	4.2	1.5 a 3
Rugosa y angular	2	Especial	5.8	7	5.3	6.4	1.5 a 3
Paralelepípedo	2	Especial	7 a 20	8.5 a 24	N/D	N/D	1 a 3
Roca de cantera angular y graduada	N/D	Aleatoria	2.2	2.5	N/D	N/D	N/D
Prefabricados							
Tetrapodos Y Cuadripodos	2	Aleatoria	7	8	5 4.5 3.5	6 5.5 4	1.5 2 3
Tribar	2	Aleatoria	9	10	8.3 7.8 6	9 8.5 6.5	1.5 2 3
Dolos	2	Aleatoria	15	31	8 7	16 14	2 3
Cubos modificados	2	Aleatoria	6.5	7.5	N/D	5	1.5 a 3
Hexápodos	2	Aleatoria	8	9.5	5	7	1.5 a 3
Toskana	2	Aleatoria	11	22	N/D	N/D	1.5 a 3
Tribar	1	Uniforme	12	15	7.5	9.5	1.5 a 3

Tabla 3.5 Valores del coeficiente de estabilidad para diseño de rompeolas.

### III.3.2.2 Formulación de Losada y Giménez - Curto.

En 1982 Losada et al, demostraron que la influencia de la densidad de las piezas del manto principal queda bien representada, si  $S_r > 2$ . al combinar la función de peso adimensional con la densidad relativa de las piezas. es decir,

$$\Psi = \frac{W_{p50}}{\gamma_w H^3} R_r \quad (ec. 8)$$

$$R_r = \frac{S_r}{(S_r - 1)^3} \quad (ec. 9)$$

La expresión (8), llamada función de estabilidad, está relacionada con el número de Hudson,  $N_s$ , de la siguiente forma

$$\Psi = \frac{1}{N_s^3} \tag{ec. 10}$$

$$N_s = \frac{H_s}{S_r D_{n50}} \tag{ec. 11}$$

De modo que los valores de  $N_s$  pueden emplearse para determinar  $\Psi$  y con ello el peso de las piezas, sin embargo, Losada et al, propusieron el siguiente modelo exponencial

$$\Psi = A_w (I_r - I_{r_0}) e^{(B_w (I_r - I_{r_0}))} \tag{ec. 12}$$

$$I_{r_0} = 2.654 \tan \alpha \tag{ec. 13}$$

$A_w$  y  $B_w$  son coeficientes de ajuste que dependen del tipo de pieza y de la pendiente del talud. Sus valores se muestran en la tabla 3.6

Iribarren y Ahrens et al, realizaron ensayos para determinar la estabilidad en taludes con diversos tipos de piezas. Losada y Giménez - Curto utilizaron estas experiencias para estimar los valores de  $A_w$  y  $B_w$ . Las figuras 3.7, 3.8 y 3.9 muestran las curvas de mejor ajuste.

Tipo de pieza	Cot $\alpha$	$A_w$	$B_w$
Escollera (inicio de avería)	1.5	0.09035	-0.5879
	2.0	0.05698	-0.6627
	3.0	0.04697	-0.8084
	4.0	0.04412	-0.9339
Escollera sin clasificar Daño nulo	2.5	0.18340	-0.5764
	3.5	0.18190	-0.6592
	5.0	0.1468	-0.06443
Tetrápodos (inicio de avería)	1.33	0.03380	-0.3141
	1.5	0.02788	-0.3993
	2.0	0.02058	-0.5078
Bloques 1.5*A*A*A (inició de avería)	1.5	0.06819	-0.5148
	2.0	0.03968	-0.6247
	2.5	-	-
	3.0	0.03410	-0.7620
	2.5	-	-

Tabla 3.6 Valores de  $A_w$  y  $B_w$  par ala formulación de Losada.

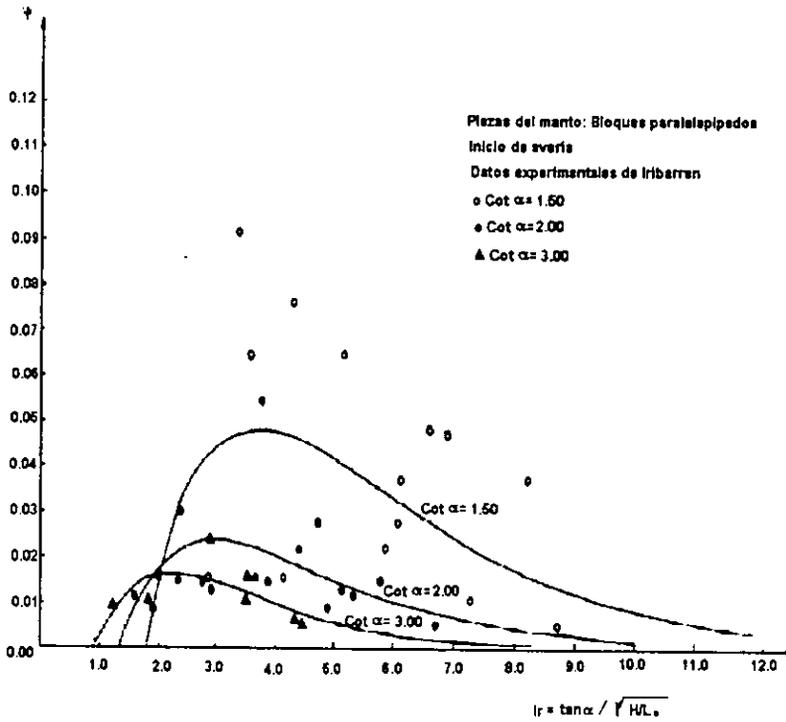


Fig. 3.7 Curvas de diseño para la función estabilidad para bloques paralelepípedos de concreto, inicio de avería. Datos de Iribarren.

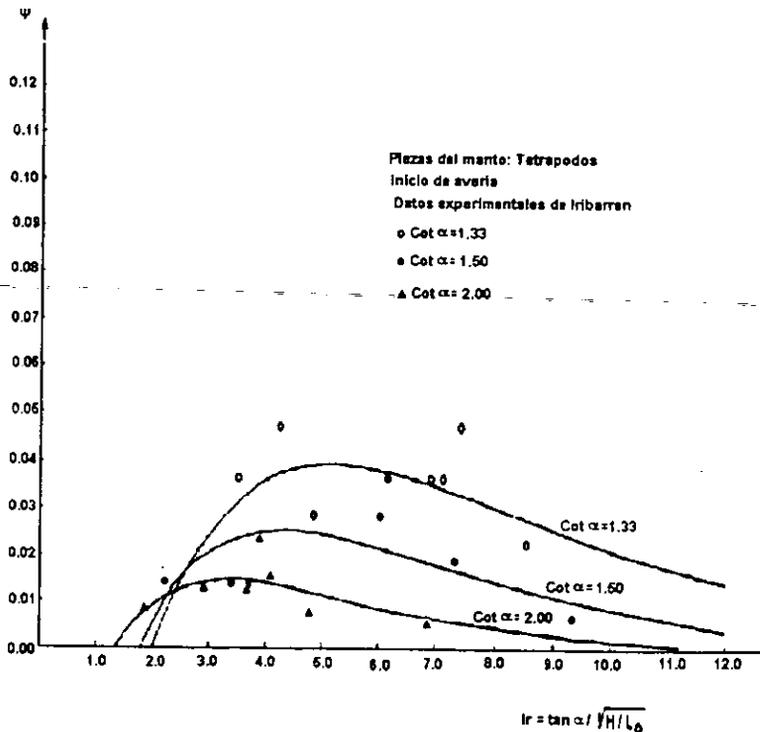


Fig. 3.8 Curvas de diseño para la función de estabilidad en tetrápodos, inicio de avería. Datos experimentales de Iribarren.

ESTA TESIS NO DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA

En las curvas 3.7, 3.8 y 3.9 se observa un máximo en  $\Psi$ , lo que representa un mínimo de estabilidad en la estructura. Este máximo corresponde a

$$Ir_{crit} = Ir_0 - \frac{1}{B_w} \tag{ec. 14}$$

$$\Psi_{max} = - \frac{A_w}{B_w} \frac{1}{e^l} \tag{ec. 15}$$

Es evidente la dispersión que presentan los resultados de Losada. La razón se atribuye a que la función de estabilidad no depende solo del número de Iribarren. Por lo que se puede decir que la forma en la que el manto principal distribuye las tensiones entre las piezas, es aleatoria.

Atendiendo a lo anterior, Losada et al, 1984, propusieron bandas de confianza para el diseño de las piezas de la coraza, obtenidas a partir de una regresión lineal y considerando que la desviación puede ser evaluada a través de una variable aleatoria de tipo Gaussiano.

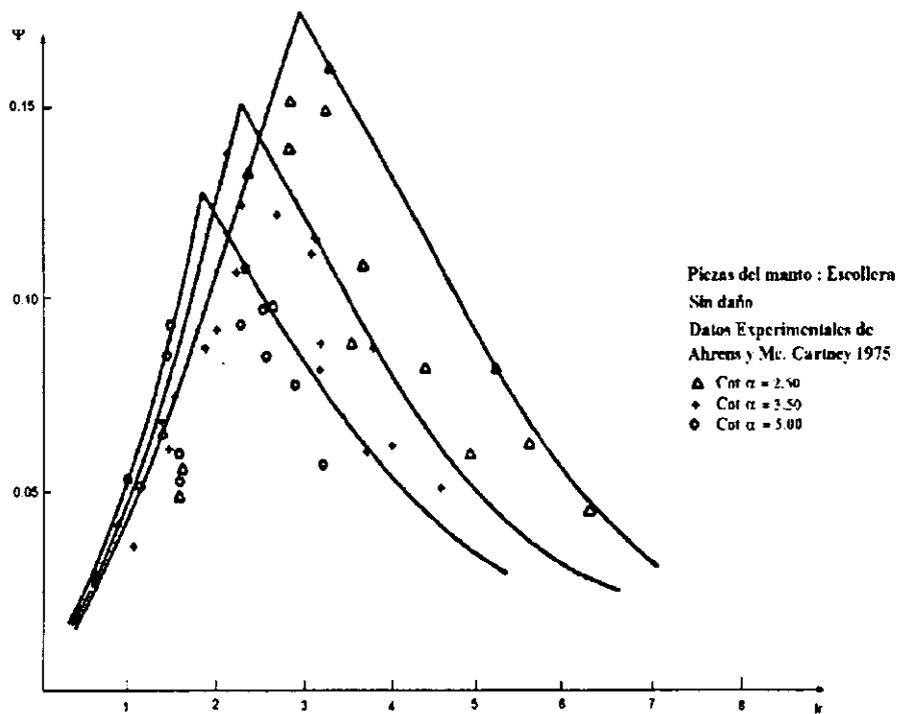


Fig. 3.9 Curvas de diseño para la función estabilidad para escollera, sin daño. De Losada y Desiré 1985

Ellos utilizaron los valores obtenidos para un nivel de confianza del 95% y lo incluyeron en su modelo multiplicando el valor de  $\Psi$  por el valor de la banda seleccionada.

En la tabla 3.7 se muestran los valores de  $I_{r0}$ , de la banda de confianza del 95% y del máximo de la función de estabilidad.

Tipo de pieza	Cot $\alpha$	$I_{r0}$	BC 95%	$\Psi_{max}$
Escollera (inicio de avería)	1.5	1.77	1.41	0.0797
	2.0	1.33	1.46	0.0462
	3.0	0.88	1.35	0.0289
	4.0	0.66	1.64	0.0285
Escollera sin clasificar Daño nulo	2.5	1.06	1.57	0.1838
	3.5	0.76	1.50	0.1523
	5.0	0.53	1.52	0.1274
Tetrápodos (inicio de avería)	1.33	1.99	1.64	0.0649
	1.5	1.77	2.27	0.0583
	2.0	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	1.77	3.28	0.1598
	2.0	1.33	2.37	0.0554
	2.5	-	-	0.084
	3.0	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 3.7 Valores de BC 95% y del máximo de la función de estabilidad

Una vez ajustado su modelo, Losada et al, proponen las siguientes curvas de diseño

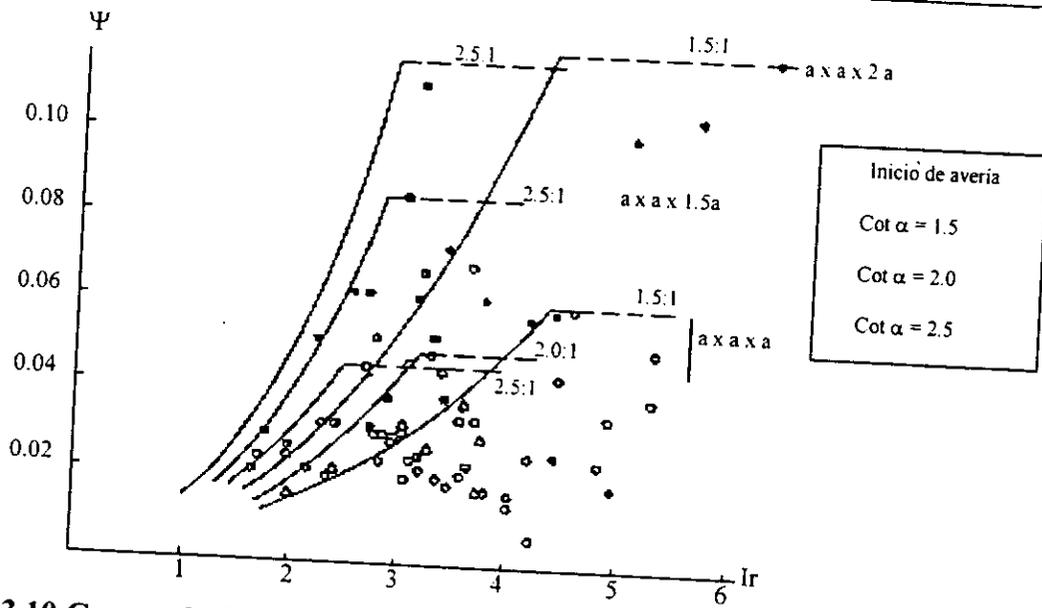


Fig. 3.10 Curvas de diseño para la función de estabilidad para inicio de avería

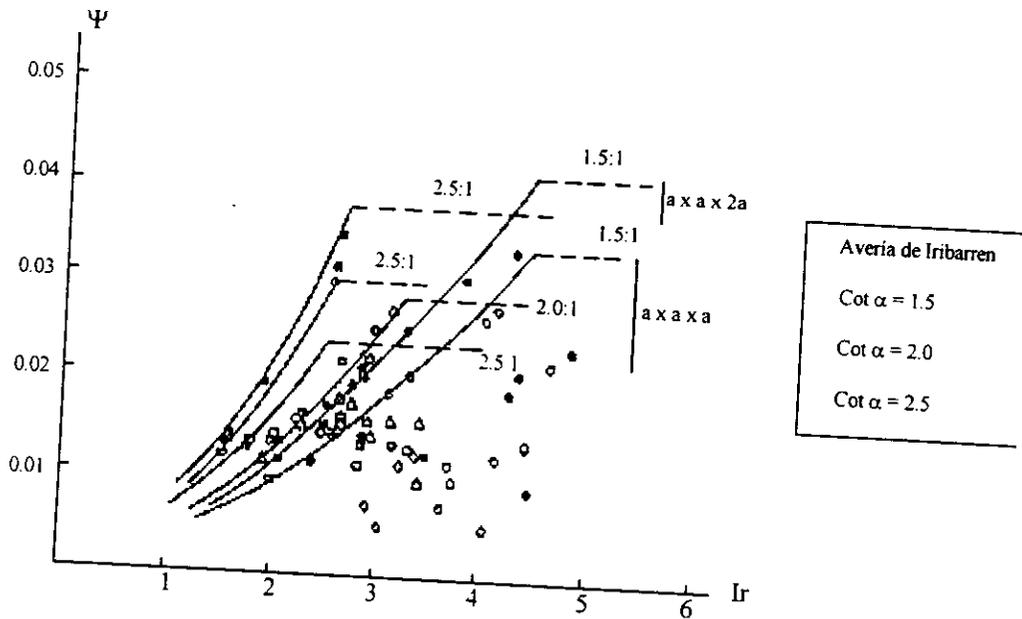


Fig. 3.11 Curvas de diseño para la función de estabilidad para avería de Iribarren

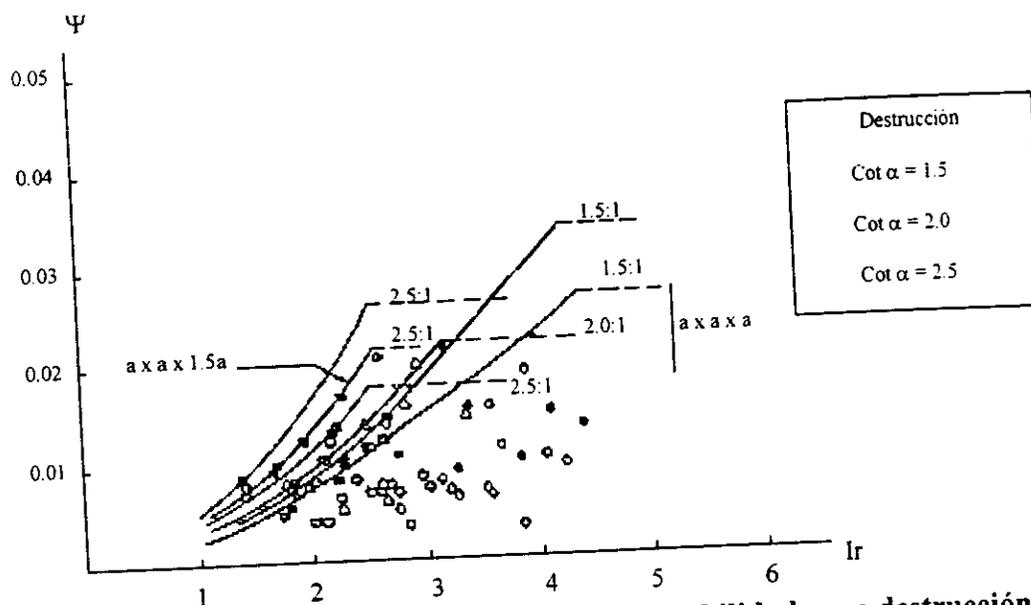


Fig. 3.12 Curvas de diseño para la función de estabilidad para destrucción

### III.3.3 Formulaciones de estabilidad para oleaje irregular.

El análisis dimensional realizado para oleaje regular sigue siendo válido siempre que se empleen los parámetros de altura de ola y periodo adecuados.

#### III.3.3.1 Formulación de Van der Meer.

Con base en los resultados de Thompson y Shuttler, 1975, Van der Meer propone las siguientes expresiones

Para aguas profundas

$$N_s = 6.2P^{0.18} \left( \frac{S}{N} \right)^{0.2} Ir^{-0.5} \quad Ir < Ir_{crit} \quad (ec. 16)$$

$$N_s = P^{-0.13} \left( \frac{S}{N} \right)^{0.2} \cot \alpha Ir^P \quad Ir > Ir_{crit} \quad (ec. 17)$$

$$Ir_{crit} = (6.2P^{0.31} \tan \alpha)^{1/P+0.5} \quad (ec. 18)$$

donde

- P factor de permeabilidad de Van der Meer
- N número de olas del estado de mar.  $N < 7500$

S parámetro de daño. Sus valores se muestran en la tabla 3.8

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

Tabla 3.8 Valores de daño, S, para la formulación de Van der Meer.

Para aguas someras

En este caso, Van der Meer observó que la altura de ola significativa no es un buen parámetro, ya que, en profundidades reducidas, las estructuras resisten olas más altas. De modo que define el número de Hudson como

$$N_s = \frac{H_{2\%}}{S_r D_{n50}} \quad (\text{ec. 19})$$

y sus ecuaciones quedan

$$N_s = 8.7P^{0.18} \left( \frac{S}{N} \right)^{0.2} Ir^{-0.5} \quad Ir < Ir_{crit} \quad (\text{ec. 20})$$

$$N_s = 1.4P^{-0.13} \left( \frac{S}{N} \right)^{0.2} \cot \alpha Ir^p \quad Ir > Ir_{crit} \quad (\text{ec. 21})$$

Esta formulación tiene la desventaja de que la estimación del parámetro de porosidad, P, es muy ambigua.

### III.3.3.2 Formulación propuesta por el Shore Protection Manual.

Este manual propone las siguientes expresiones para oleaje regular

$$N_s = 2.5 \quad \text{para acrópodos con } \cot \alpha = 1.33 \quad (\text{ec. 22})$$

$$N_s = 0.85 \left( \frac{1}{S_m} \right)^{0.2} \quad \text{para tetrápodos con } \cot \alpha = 1.5 \quad (\text{ec. 23})$$

$$N_s = \left( \frac{1}{S_m} \right)^{0.1} \quad \text{para cubos con } \cot \alpha = 1.5 \quad (\text{ec. 24})$$

$S_m = \frac{2\pi H_s}{gT_m^2}$  es el peralte de ola asociado al periodo medio.

Para aplicarlas a oleaje irregular, el SPM presenta una serie de sugerencias, propuestas por varios autores, para determinar la altura de ola de diseño.

Vidal et al, 1995, proponen utilizar la  $H_{100}$  cuando se utiliza la fórmula de Losada. Por otro lado Jensen et al, 1996, luego de varios ensayos, concluyen que la  $H_{250}$  aplicada a las fórmulas del SPM, ofrece resultados aceptables para oleaje irregular. Las alturas de ola  $H_{100}$  y  $H_{250}$  se calculan tal como se describió en el Capítulo I.

Si se desconoce la distribución de alturas de ola, puede aplicarse la de Tayfun. Esta distribución presenta la forma que se muestra en la figura 3.13

La mínima probabilidad de excedencia para un estado de mar definido por  $N$  olas, es  $1/N$ .  $H_n$  es una altura de ola encontrada dentro del intervalo de probabilidad de excedencia  $n/N$  y  $N$  definido como

$$H_n = N \int_{1/N}^{n/N} P dH$$

(ec. 25)

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

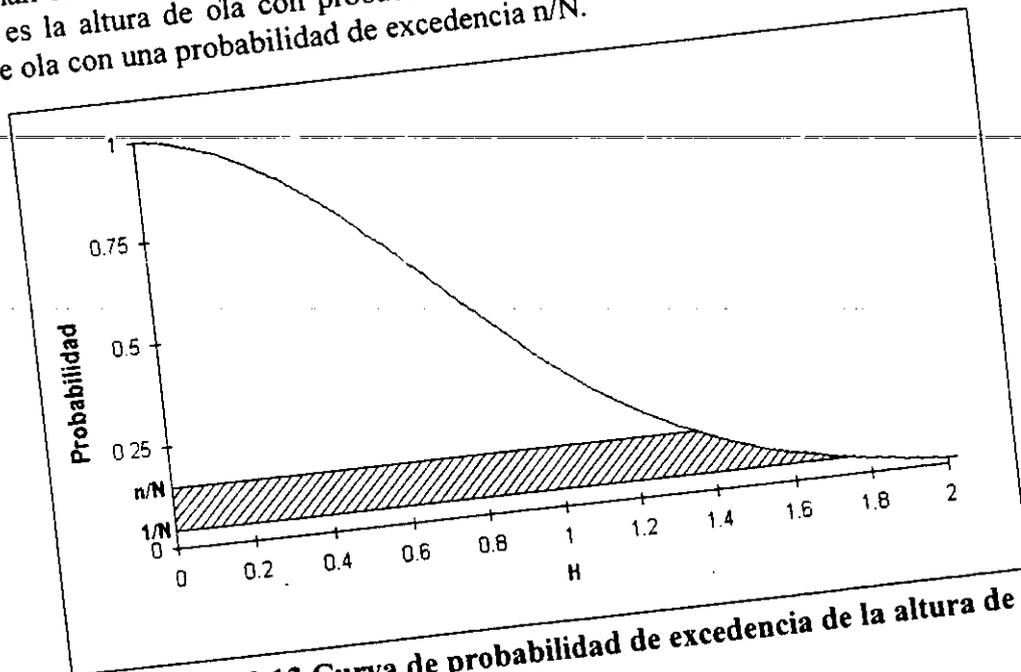


Fig. 3.13 Curva de probabilidad de excedencia de la altura de ola.

Luego de obtener la altura de ola de diseño, puede aplicarse el método de Losada para estimar la estabilidad de las piezas del manto principal.

Los resultados obtenidos deben tratarse con cuidado, ya que en general, solo se utilizan para diseños preliminares.

**III.3.3.3 Comparación de resultados.**

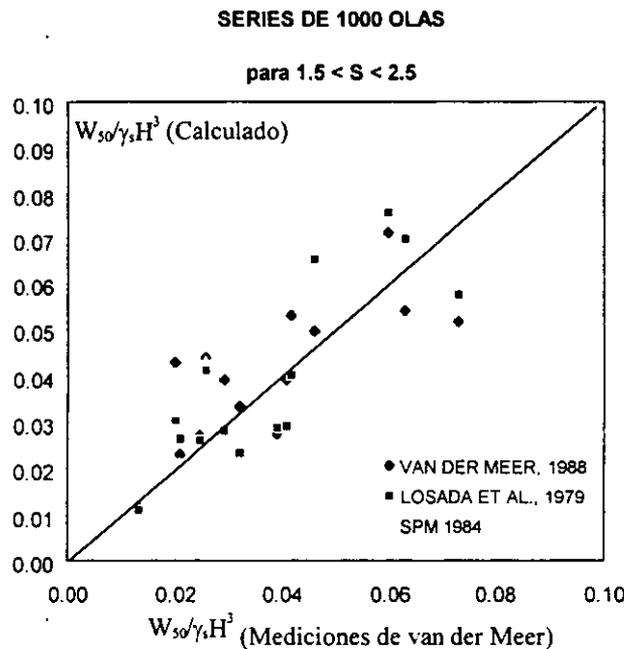
Los métodos de Van der Meer, Losada y las propuestas del SPM han sido comparados.

Los parámetros que se ocuparon para la resolución cada método se muestran a continuación Para los dos últimos métodos se ocupó la altura propuesta por Vidal.

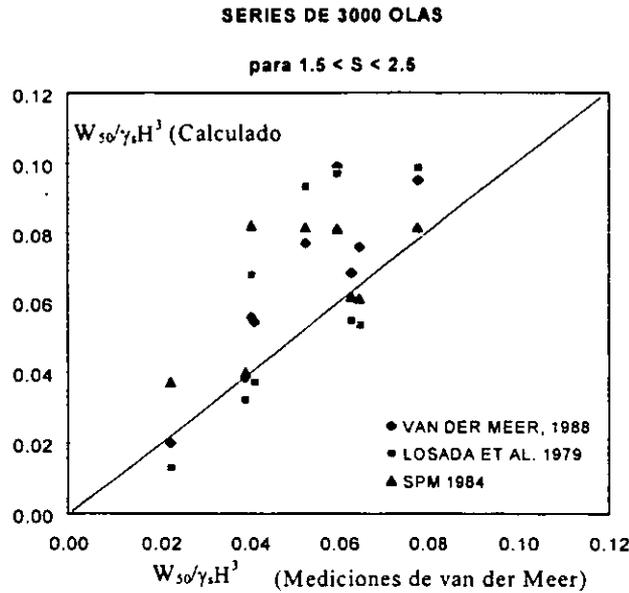
Método	Parámetros $\rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3, \rho_w = 10250 \text{ kg/m}^3, 1.5 \geq S \geq 2.5$
Van der Meer (1988)	$P = 0.4$
SPM (1984)	$K_D = 4.0$
Losada et al. (1979) (Valores recopilados de Losada et al, 1991)	$\cot \alpha = 3.0: I_{r0} = 0.88, A_w = 0.04697, B_w = -0.8084$ $\cot \alpha = 2.0: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

**Tabla 3.9 Parámetros usados en la evaluación de los métodos.**

Se utilizaron serie de oleaje de 1000 y 3000 olas. Los resultados se muestran en las figuras 3.14 y 3.15



**Fig. 3.14 Métodos de: SPM (1984), Losada et al. (1979) y Van der Meer (1988) contra datos experimentales de Van der Meer (1988); para el peso de ola adimensional de las piezas de la coraza. Serie de 1000 olas.**



**Fig. 3.15** Métodos de: SPM (1984), Losada et al. (1979) y Van der Meer (1988) contra datos experimentales de Van der Meer (1988); para el peso de ola adimensional de las piezas de la coraza. Serie de 3000 olas.

Es evidente que los tres métodos presentan dispersión similar. Más adelante se hablará de los factores que no se han tomado en cuenta y que son, seguramente, los causantes de esta dispersión.

### III.3.3.4 Estabilidad de los morros.

El morro es la parte final del dique. Sobre esta estructura, la acción del oleaje es diferente, ya que su forma es diferente, generalmente semicircular. Esta forma provoca que para cada sector del morro el ángulo de incidencia del oleaje sea distinto.

En este caso, la función de estabilidad es

$$\Psi = \psi \left( I_r, \frac{R}{L} \right) \tag{ec. 26}$$

R es el radio del morro al nivel medio del mar y L es la longitud de onda.

Losada et al, 1990, analizaron varios tipos de morro, desde puntual hasta semicircular y desde centrado en el eje del dique hasta vuelto hacia tierra y vuelto hacia el mar. Los resultados d Losada se muestran en la figura 3.16.

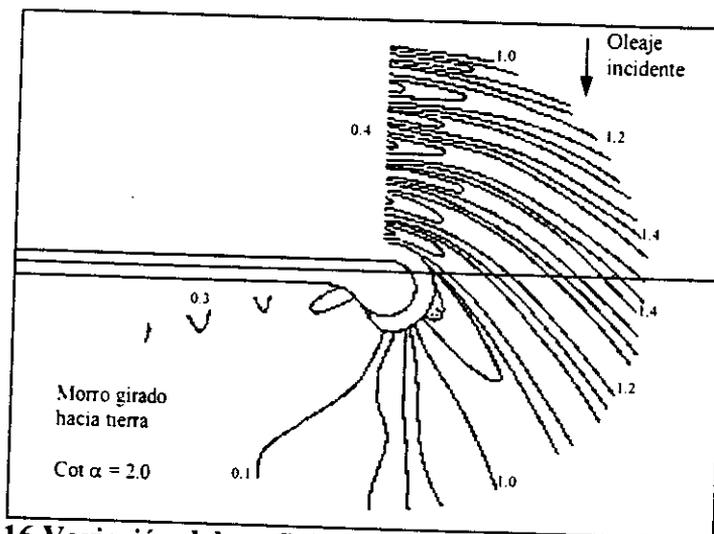


Fig. 3.16 Variación del coeficiente de difracción alrededor del morro.

Como puede observarse, para un radio relativo mayor, la agitación se mueve hacia la zona de sotavento.

La influencia del número de Iribarren fue investigada por Carver y Heimbaugh, 1987. Ellos observaron que para algunas piezas, el número de Hudson tiende a un mínimo para valores del número de Iribarren cercanos a tres.

La geometría del morro facilita la rotura del oleaje. Esta rotura, normalmente en voluta, arrastra las piezas hacia abajo y, ayudadas por la gravedad, las lleva fuera del dique. Esto, además de debilitar la estructura, afecta las condiciones de navegación.

En virtud de los estudios mencionados, se dan algunas recomendaciones de diseño.

#### III.3.3.4.1 Recomendaciones para el diseño de morros.

Vidal et al, 1991, encontraron que el inicio de daño en el morro se produce en un sector de unos 60° contados hacia la zona protegida desde el punto de tangencia de los rayos con la superficie cónica del manto. Una vez iniciado el daño, este avanza en sentido contrario al de la propagación del oleaje.

Vidal et al llegaron a algunas conclusiones

- Existe un sector de estabilidad mínima (ver figura 3.18)
- Dependiendo del nivel de avería de diseño, el peso de las piezas del morro debe ser entre 1.3 y 1.8 veces el de las piezas del dique. Estos factores de aumento de peso se muestran a continuación.

Nivel de avería	Inicio de avería	Avería de Iribarren	Inicio de destrucción
Factor	1.50	1.90	2.5

Tabla 3.10 Factores de incremento del peso.

- Dado que las piezas removidas en el morro quedan fuera de la sección, esta parte es más frágil, y por ello el aumento en el peso es obligado.

A continuación se muestran las figuras que ayudan en el diseño de los morros.

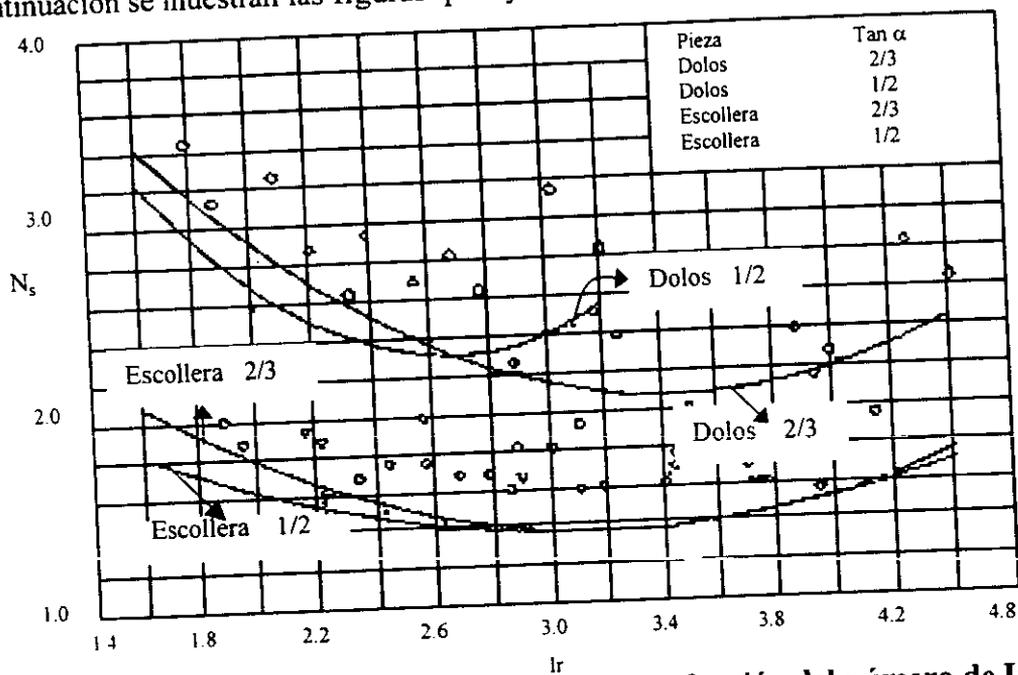


Fig. 3.17 Variación del coeficiente de difracción en función del número de Iribarren.

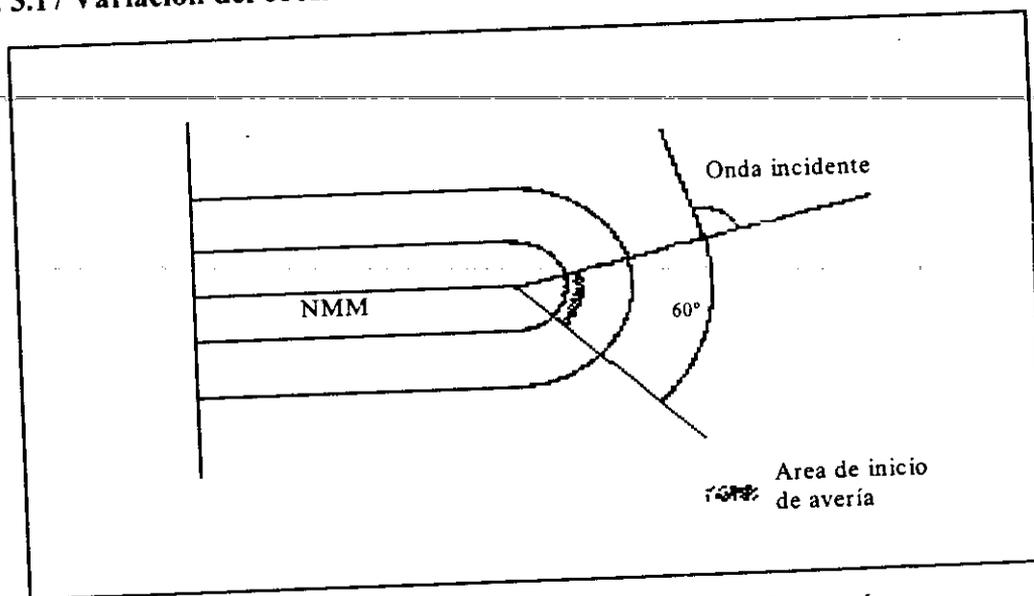


Fig. 3.18 Localización de la zona de inicio de avería.

### **III.4 Influencia de parámetros no contemplados en las formulaciones.**

#### **III.4.1 Angulo de incidencia.**

Debido a la poca información que se tiene para la estabilidad de diques con incidencia oblicua, Losada, 1982, propone utilizar la información existente en flujo sobre taludes para determinar la influencia del ángulo de incidencia en la estabilidad.

Las conclusiones que obtuvo Losada son:

- Se cuenta con muy pocos datos experimentales.
- Los diques construidos con escollera sin clasificar o bloques paralelepípedicos con talud cota menor que 3, tienen condiciones de estabilidad similares para cualquier ángulo de incidencia.
- Los diques construidos con bloques de elevada trabazón presentan condiciones más desfavorables de estabilidad cuando la incidencia es oblicua.

Sin embargo, de resultados obtenidos por Bezuijen et al, 1992, se deduce que para ángulos de incidencia menores de  $40^\circ$ , las fuerzas ejercidas sobre la estructura prácticamente no varían respecto de las de incidencia normal.

#### **III.4.2 Profundidad a pie de dique.**

En el análisis dimensional se supuso que  $d/L$  era mayor que tres y podía despreciarse su influencia. En caso contrario, la poca profundidad deforma el oleaje y la estabilidad está gobernada por un fenómeno de resonancia.

Por otro lado, si el fondo es quien determina el tipo de rotura, se disipa más energía. Esto se traduce en una disminución de las acciones del oleaje sobre las piezas del manto, por lo que la estructura tiende a ser más estable.

#### **III.4.3 Forma de colocación de las piezas.**

La forma en que se coloquen las piezas modifica la fuerza necesaria para extraerlas.

En general, las piezas fabricadas mejoran la estabilidad cuando se diseña para inicio de avería, sin embargo, cuando se alcanza el nivel de destrucción, la forma de colocación ya no es importante. De modo que cuando al diseñar considerando la forma de colocación como refuerzo para la estabilidad, debe especificarse con claridad el nivel de avería de diseño.

#### III.4.4 Permeabilidad.

La permeabilidad es un parámetro relacionado con el material de construcción del núcleo, se ha visto que si el material es fino, el nivel freático se estabiliza cerca del nivel de ascenso máximo y si el material es grueso, el nivel freático oscila con el oleaje.

Hedar, 1960, y Hudson, 1962, encontraron un aumento en la estabilidad cuando el material del núcleo es grueso. Losada, 1984, confirmó esta teoría y observó otras características

- La banda de números de Iribarren de mínima estabilidad se hace más ancha cuando aumenta la permeabilidad.
- La dispersión en los valores de la función de estabilidad es mayor.
- La dispersión de la función de estabilidad disminuye cuando el daño es más severo.

### III.5 Diques berma.

Se hace referencia a este tipo de diques ya que su construcción ha tenido gran auge durante las últimas décadas.

La característica principal de este tipo de diques, y que les da nombre, es que el manto principal tiene una berma ligeramente por arriba del nivel medio del mar. Además las piezas de esta berma son un poco más ligeras de lo que requerirían para asegurar una estabilidad estática.

El objetivo de estos diques es llegar a una estabilidad dinámica, en la que las piezas no dejan de moverse, pero el perfil del manto permanece constante.

Este movimiento, impacta en el nivel de sollicitación que resiste la estructura, es decir, se diseñan para menores números de Hudson. La reducción es agravada en el caso de incidencia oblicua, ya que el transporte longitudinal debilita a todo el dique.

Burchart y Frigaard, 1988, proponen los siguientes límites

Tronco

- Olas peraltadas  $N_s < 4.5$
- Olas no peraltadas  $N_s < 3.5$

Morro

- $N_s < 3.0$

Estos valores corresponden a un diseño para inicio de destrucción.

La figura 3.19 muestra la geometría típica de un dique berma.

Esta geometría se calcula en función de los parámetros  $H_0T_0$  y  $S_m$

$$H_0T_0 = N_s T_m \frac{g}{D_{n50}} \quad (\text{ec. 27})$$

La tabla 3.11 muestra las ecuaciones de diseño.

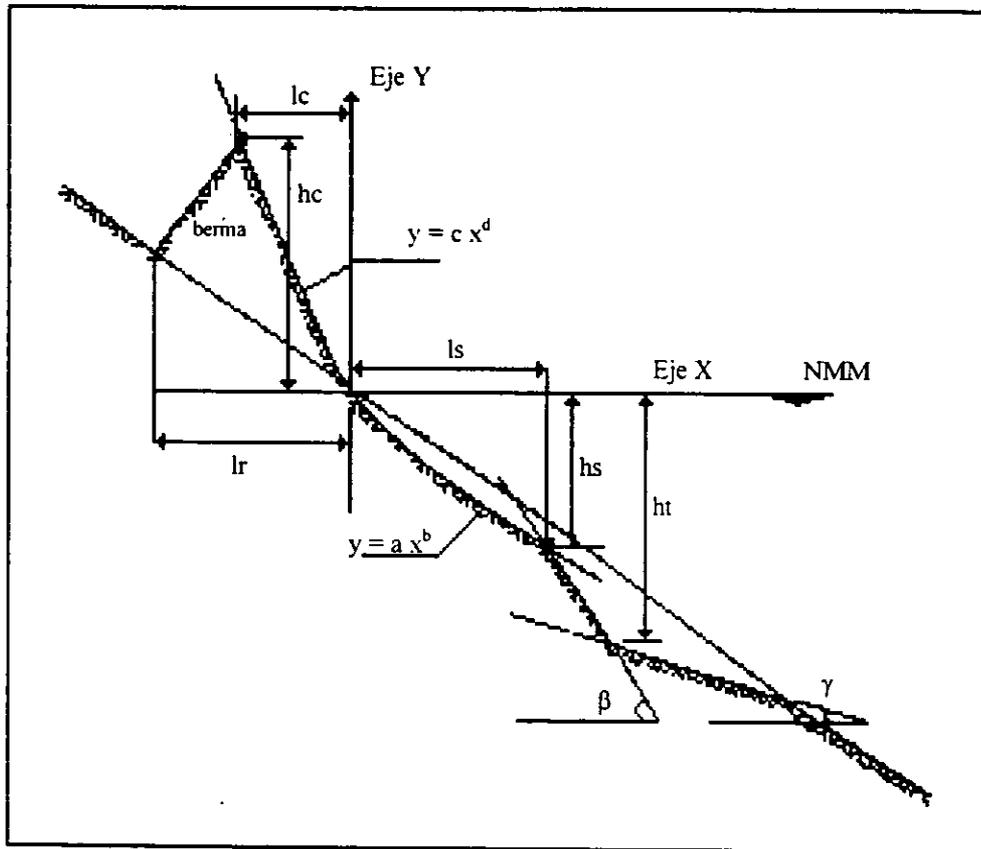


Fig. 3.19 Geometría de un dique berma.

Variable	Ecuación
Longitud de ascenso	$H_0 T_0 = 2.9 \left[ \frac{l_r}{D_{n50} N^{0.05}} \right]^{1.3}$
Altura de borde exterior de la berma	$\frac{h_c}{H_s N^{0.15}} = 0.089 S_m^{-0.5}$
Distancia hasta borde exterior de la berma	$H_0 T_c = 2l_c \left[ \frac{l_c}{D_{n50} N^{0.12}} \right]^{1.2}$
Altura del inicio de escalón	$\frac{h_s}{H_s N^{0.07}} = 0.22 S_m^{-0.3}$
Distancia al inicio del escalón	$H_0 T_0 = 3.8 \left[ \frac{l_s}{D_{n50} N^{0.07}} \right]^{1.3}$
Altura de transición	$\frac{h_t}{H_s N^{0.07}} = 0.22 S_m^{-0.3}$
Perfil por debajo del nivel medio	$y = -\frac{h_s}{l_s^{0.83}} x^{0.83}$

Perfil por en cima del nivel medio	$y = \frac{h_c}{l_c^{1.15}} (-x)^{1.15}$
Pendientes	$\tan \beta = 1.1 \tan \alpha \left( 1 - 0.45 e^{-\frac{500}{N}} \right)$ $\tan \gamma = 0.5 \tan \alpha$

Tabla 3.11 Ecuaciones de diseño de los diques berma.

### III.6 Cálculo de otros elementos del dique.

Dada la importancia que tienen las piezas del manto principal en la estabilidad de todo el dique, el peso de los demás elementos se calcula en función de él.

#### III.6.1 Cálculo del peso de los elementos de la capa secundaria.

$$W_{cs} = \frac{W}{10} \approx \frac{W}{15} \quad (\text{ec. 28})$$

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

#### III.6.2 Cálculo del peso de las piezas del núcleo.

$$W_n = \frac{W}{200} \approx \frac{W}{4000} \approx \frac{W}{6000} \quad (\text{ec. 29})$$

$W_n$  es el peso de las piezas del núcleo.

Como puede observarse, el cálculo del peso de las piezas de estos elementos no requiere mucha precisión, ya que no están expuestos a la acción directa del oleaje.

**CAPITULO IV**  
**DISEÑO DE ESPALDONES**

## IV. DISEÑO DE ESPALDONES.

En este capítulo se presenta una revisión de los métodos de cálculo de las fuerzas que el oleaje ejerce sobre un espaldón. Sin embargo, no es éste el único tipo de estructuras de protección litoral existente. Así que antes de estudiar los métodos de diseño de espaldones, se hará una breve descripción de los otros tipos de estructuras reflejantes, acompañadas de la revisión de algún método de cálculo de los esfuerzos.

Se hablará también de los tipos de falla que presentan estas estructuras y de los criterios generales que se emplean para determinar su estabilidad.

### IV.1 Falla en estructuras reflejantes.

#### IV.1.1 Clasificación de esfuerzos.

Antes de elegir el tipo de estructura que se va a construir, es necesario identificar las cargas a las que va a estar sometida la estructura. Una primera clasificación permite diferenciar entre cargas hidráulicas, cargas de uso y peso propio.

Sin embargo, Martín, 1994 propone una clasificación más práctica:

- Cargas exteriores: Son las aplicadas sobre el frente expuesto del dique.
  - Carga hidrostática.
  - Carga dinámica debida al oleaje.
- Cargas interiores: Son las aplicadas sobre la cara protegida del dique.
  - Cargas hidrostáticas.
  - Cargas dinámicas debidas al oleaje interior.
  - Empuje activo de tierras si el dique contiene algún relleno.
- Subpresiones: Son las cargas aplicadas sobre la base del cajón.
  - Cargas hidrostáticas
  - Cargas dinámicas debidas al oleaje en ambos lados del cajón.
- Peso.
- Posibles cargas de uso.
  - Viento.
  - Acciones de barcos atracados.
  - Tráfico sobre el dique.
  - Grúas.

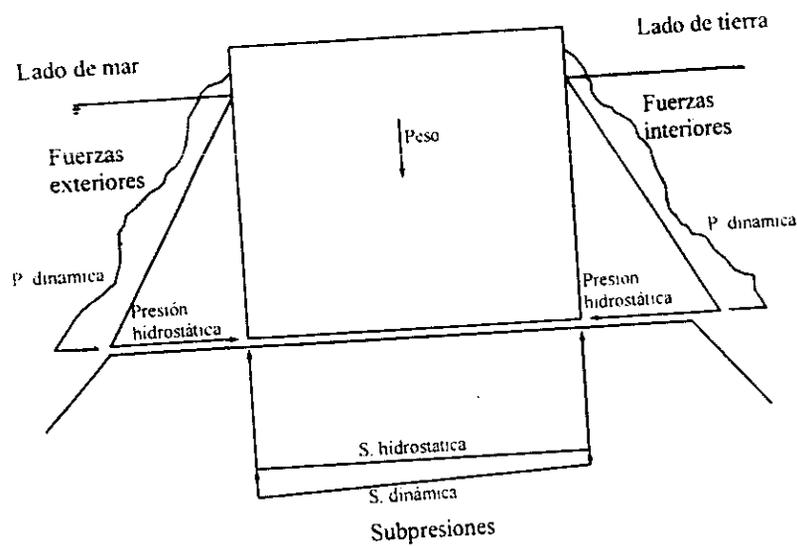


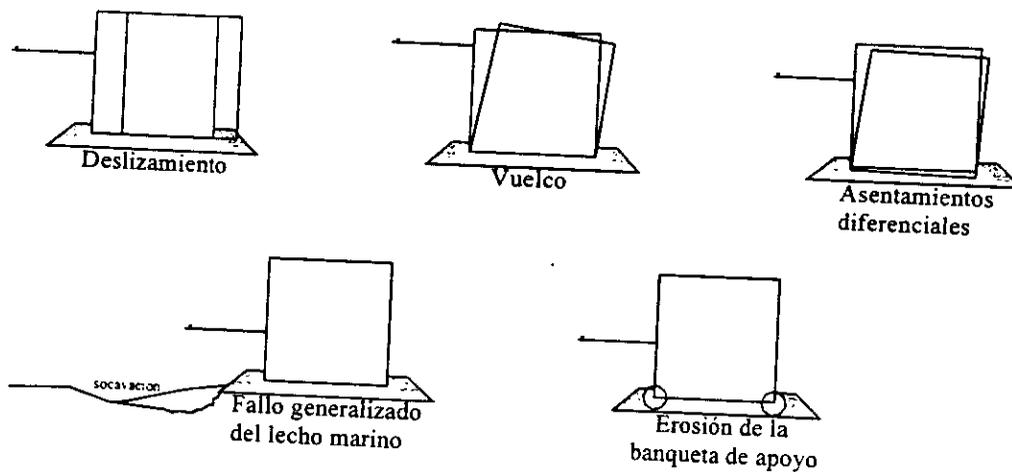
Fig. 4.1 Diagrama de cargas sobre una estructura vertical.

#### IV.1.2 Tipos clásicos de fallo.

Las fallas que puede presentar una estructura reflejante se dividen en dos grupos:

- Fallas funcionales: Son las que ocasionan que el dique deje de cumplir con las funciones para las que fue diseñado. Estas fallas pueden ser definitivas o temporales. Una de las fallas funcionales más comunes es el rebase, el cual también es un ejemplo de falla temporal, ya que cuando las olas disminuyen, la estructura vuelve a cumplir con sus funciones. Se puede concluir que una falla funcional no depende solo de la magnitud el daño, depende también del uso para el que se diseñó el dique.
- Fallas estructurales: Se llama falla estructural a la pérdida de la geometría original del dique. Una falla estructural se puede clasificar como local o global dependiendo de si compromete la estabilidad de una parte o de toda la estructura, respectivamente. Los fallos estructurales más comunes son
  - Deslizamiento.
  - Vuelco.
  - Asientos diferenciales
  - Fallo generalizado del lecho marino
  - Erosión de la banqueta de apoyo

Estos fallos se esquematizan en la figura 4.2



**Fig. 4.2 Tipos clásicos de falla.**

Los fallos estructurales pueden ser instantáneos o acumulados, esto es, un fallo estructural puede ser resultado del impacto de una ola mayor que la de diseño o del constante actuar del oleaje sobre él.

Existen algunos sucesos que suponen fallos funcionales y estructurales simultáneamente, sin embargo, un fallo de un tipo no necesariamente implica la aparición del otro. Así, por ejemplo, un pequeño deslizamiento del cajón no supone el cese de las funciones del dique.

## IV.2 Rebase

En el capítulo II se estudió el rebase como fenómeno de flujo sobre taludes, en el presente capítulo se abordará el mismo fenómeno pero desde el punto de vista de fallo funcional.

Existe un fenómeno denominado *splash* que no debe confundirse con el rebase. El *splash*, es ocasionado por agua en forma de brisa que sobrepasa el dique como resultado de la acción del viento. El rebase, es el paso de una lámina continua de agua cuyo espesor y velocidad definen el caudal de rebase,  $Q$ .

El rebase, por peligroso y común, ha sido abordado por muchos autores. Una forma muy sencilla de evaluar este fenómeno es aceptar que el ascenso del agua debido al impacto del oleaje contra la estructura vertical puede alcanzar de 1.3 a 1.5 veces la altura de ola incidente, de modo que si el dique no alcanza dicha cota se producirá rebase.

Podría pensarse que el rebase perjudica la estabilidad del dique, sin embargo, la transmisión del oleaje incidente disminuye los esfuerzos dinámicos sobre la parte expuesta del espaldón. De cualquier forma, debe notarse que la avería del dique se presenta simultánea al rebase, ya que al superarse la altura de ola de diseño, la cota de coronación del dique es sobrepasada.

Resulta necesario, entonces, mejorar los métodos de cálculo y predicción del rebase. Se cuenta con métodos como el que propone el *Shore Protection Manual*, 1984, que considera solo el ascenso máximo y que fue desarrollado para oleaje monocromático, pero se sabe que el rebase depende también de parámetros geométricos del dique y las condiciones de rotura del oleaje. Se han desarrollado otros estudios (ver apartado II.5) que describen el fenómeno en el caso de aguas someras, pero poco se ha estudiado el caso de aguas profundas y bajo la acción de oleaje irregular.

### IV.2.1 Formulaciones más recientes para el cálculo del rebase con oleaje irregular.

#### IV.2.1.1 Formulación de Franco, Gerioni y Van der Meer.

Luego de una serie de ensayos con diversos tipos de estructuras, Franco et al, 1995, determinaron que el volumen de rebase por ola es mejor parámetro, para estudiar el rebase, que la descarga media.

El modelo de laboratorio que ellos utilizaron cuenta con una lámina sobre el dique que dirige el agua hacia un recipiente que permite pesarla y así conocer el volumen. Este modelo se muestra en la figura 4.3.

Sus ensayos los hicieron con trenes de oleaje con más de 1000 olas.

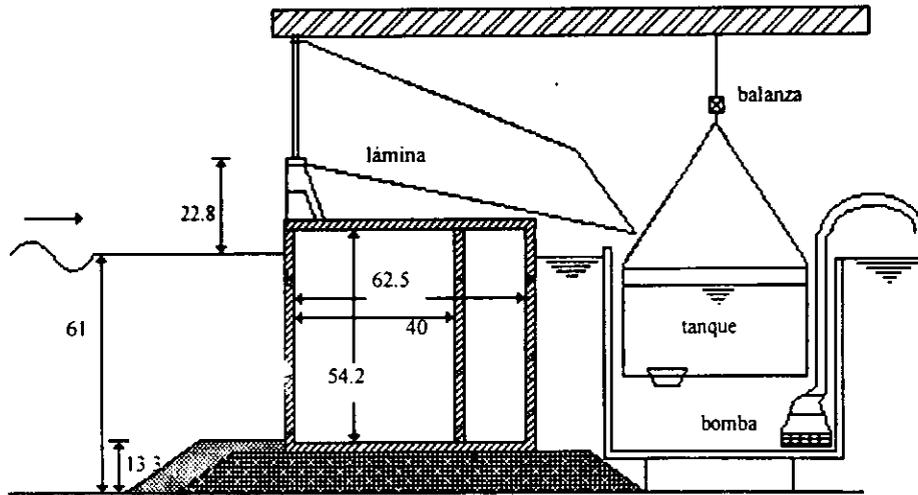


Fig. 4.3 Modelo de los ensayos de Franco et al

Estos autores emplearon resultados adicionales de los laboratorios de *Delft Hydraulics*, 1994 y del *Danish Hydraulic Institute*, 1994, con el fin de abarcar un mayor número de condiciones hidráulicas y geométricas.

Franco et al relacionaron el volumen de rebase por ola con la descarga media y obtuvieron los siguientes resultados

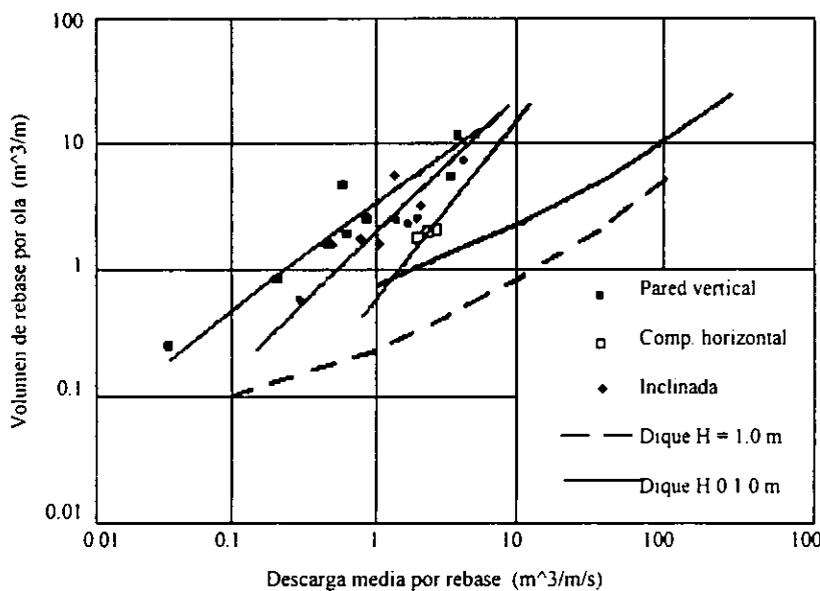


Fig. 4.4 Relación entre la descarga media y el volumen total por ola.

Como se puede ver, los valores de la descarga media resultaron menores que los del volumen de rebase por ola, esto se traduce en un aumento de los valores críticos de rebase que admite un dique, con lo que se confirma que es mejor caracterizar el rebase con el volumen total por ola.

La ecuación que proponen Franco et al para calcular el rebase es

$$Q = 0.2e^{\left(\frac{-4.3 R_c}{\gamma H_s}\right)} \quad (\text{ec. 1})$$

Q es la descarga por rebase,  $\gamma$  es un parámetro de reducción del francobordo que varía dependiendo de la pendiente de la superestructura y  $R_c$  es el francobordo.

Esta ecuación surge luego de ajustar los resultados a las curvas de descarga media en función del francobordo relativo,  $R_c/H_s$ . Franco et al no presentan una expresión que involucre al volumen de rebase por ola en virtud de que no existía una expresión similar para comparar sus resultados. El ajuste de la ecuación de Franco se muestra en la figura 4.5.

#### IV.2.1.1.1 Distribución de probabilidad del volumen total de rebase por ola.

El rebase es un fenómeno aleatorio en tiempo y cantidad, de hecho, lo más común es que de miles de olas, solo unas cuantas olas sobrepasen el dique. A partir de ensayos con trenes en los que 30 o más olas rebasaron el dique, Franco et al obtuvieron la ecuación (2).

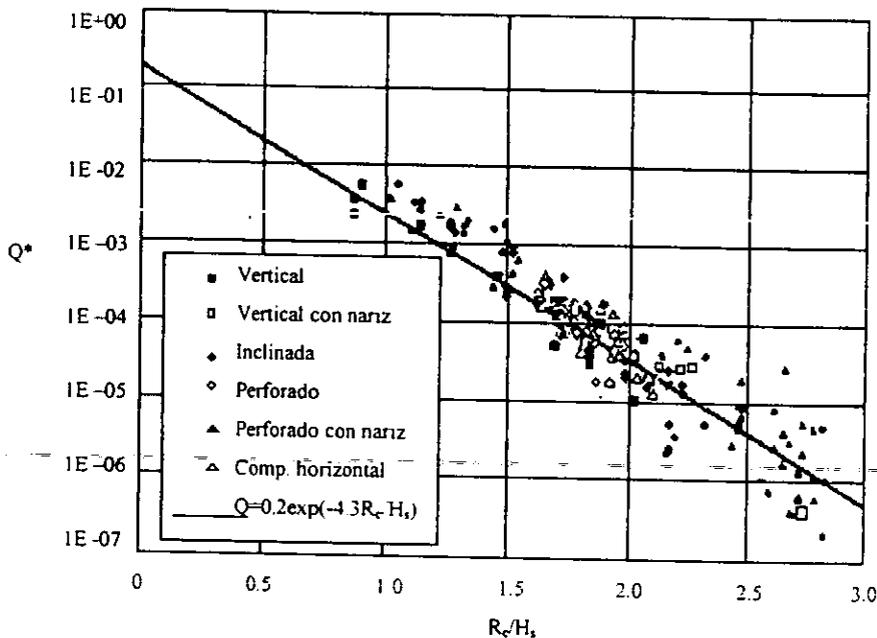


Fig. 4.5 Ecuación de Franco et al comparada con resultados de descarga media.

$$P_v = 1 - \frac{i}{N_w + 1} = Ce^{\left(\frac{-i}{A}\right)^B} = e^{\left(\frac{i-C}{A}\right)^B} \quad (\text{ec. 2})$$

donde

$P_v$  probabilidad del volumen de ola de rebase

$N_w$  número de olas del tren  
 $V$  volumen de rebase e la  $i$ -ésima ola  
 A, B y C son coeficientes de ajuste. Franco et al encontraron que los valores de mejor ajuste para estos coeficientes son:

$$A = 1.2 \quad B = 0.75 \quad \text{y} \quad C = 0.04$$

El ajuste se muestra en la figura 4.6

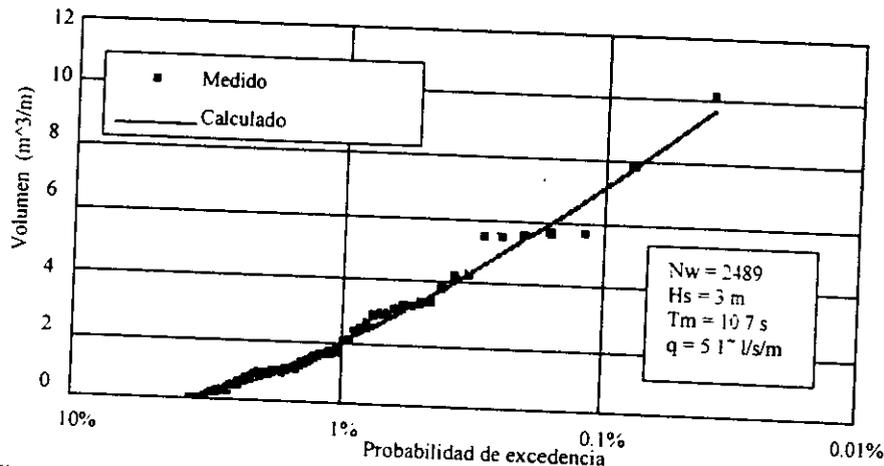


Fig. 4.6 Distribución de probabilidad del volumen de rebase por ola.

#### IV.2.1.2 Formulación de Franco C. y Franco L.

En 1999, Franco et al volvieron a revisar los resultados de Franco et al, 1995 y obtuvieron una corrección de los coeficientes de ajuste, la nueva expresión es

$$Q = 0.082e^{\left(-\frac{3.0}{\gamma_{geom}} R\right)} \quad (\text{ec. 3})$$

$\gamma_{geom}$  es un parámetro que toma en cuenta la geometría de la estructura y vale desde 0.78 para cajón vertical sólido, hasta 0.58 para cajones muy permeables.

Estos autores encontraron que para ángulos de incidencia menores de  $40^\circ$  el rebase disminuye considerablemente, por lo que reportan las siguientes ecuaciones para estimar  $\gamma$ .

Olas de cresta larga

$$\left. \begin{aligned} \gamma &= \cos \beta & 0^\circ \leq \beta \leq 37^\circ \\ \gamma &= 0.79 & \beta > 37^\circ \end{aligned} \right\} \quad (\text{ec. 4})$$

Olas de cresta corta

$$\left. \begin{aligned} \gamma &= 0.83 & 0^\circ \leq \beta \leq 20^\circ \\ \gamma &= 0.83 \cos(20^\circ - \beta) & \beta > 20^\circ \end{aligned} \right\} \text{(ec. 5)}$$

La figura 4.7 muestra el ajuste de esta nueva expresión y las figuras 4.8 y 4.9; las curvas de donde se obtuvieron las ecuaciones (4) y (5).

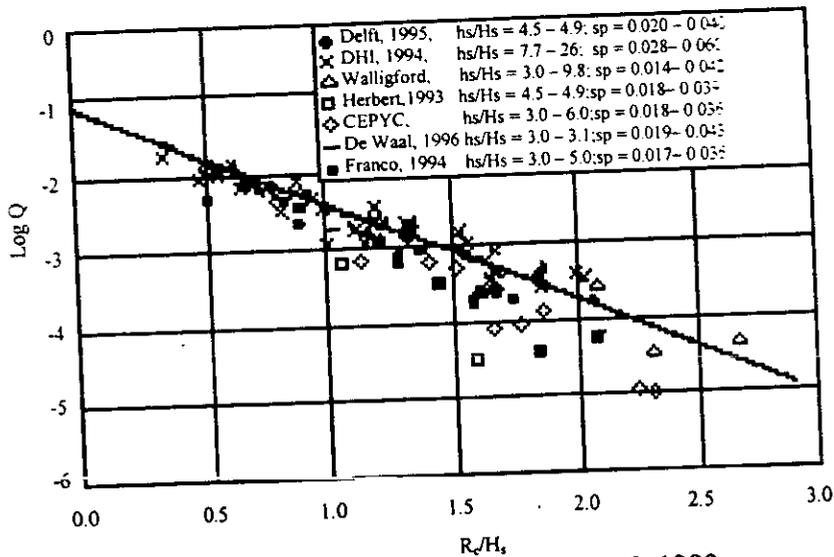


Fig. 4.7 Ecuación de Franco et al, 1999

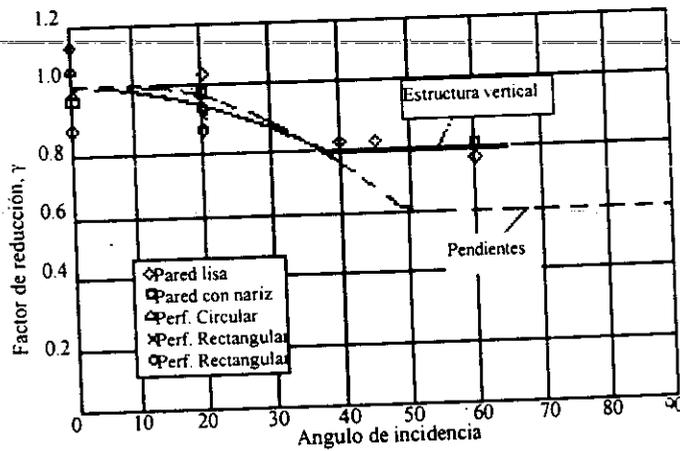


Fig. 4.8 Curvas de mejor ajuste para  $\gamma$  (cresta larga)

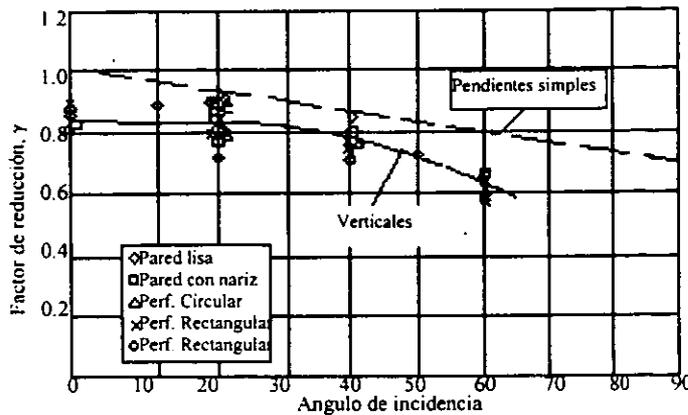


Fig. 4.9 Curvas de mejor ajuste para  $\gamma$  (cresta corta)

Franco et al, 1999, definieron también un parámetro para estimar el rebase de manera muy sencilla, el porcentaje de olas de rebase.

$$P_{ow} = \frac{N_{ow}}{N_w} = e^{-\left( \frac{1}{0.91\gamma_{p,m}} \frac{R_c}{H_c} \right)} \quad (\text{ec. 6})$$

$$\gamma_{p,m} = 0.875 - 0.0025\beta \quad (\text{ec. 7})$$

Finalmente, considerando los trabajos de 1995 y 1999, Franco et al definieron una ecuación única para diseño por rebase

$$V_{max} = \frac{0.082T_m}{B\Gamma\left(\frac{1}{B} + 1\right)} gH_s^3 e^{\frac{R_c}{H_c}\left(-\frac{3.0}{\gamma_{p,m}} + \frac{R_c}{H_c}\left(\frac{1}{0.91\gamma_{p,m}}\right)^2\right)} \left( \ln N_w - \left[ \frac{1}{0.91\gamma_{p,m}} \frac{R_c}{H_s} \right]^2 \right) \quad (\text{ec. 8})$$

Esta ecuación puede ser modificada para, en lugar de calcular el  $V_{max}$ , calcular el volumen para alguna probabilidad de excedencia.

**IV.2.1.2.1 Efectos del rebase en la funcionalidad del dique y niveles admisibles.**

Al modificar los métodos de predicción del rebase y contar con nuevos resultados experimentales, es necesario redefinir los niveles aceptables de rebase. Franco et al, 1999, incluyeron modelos de carros y personas a lo largo del dique de laboratorio para cuantificar los efectos del oleaje. En el caso de la escala humana, realizaron un experimento muy sencillo, desde una altura de 4.5 metros dejaban caer un volumen conocido de agua sobre una persona y sobre un maniquí de plástico de tamaño real. El resultado fue que el maniquí

necesitó ser golpeado con el doble de peso que el humano para lograr el mismo efecto de caída.

Encontraron también, que los efectos del rebase dependen solo de la geometría del dique, esto es, un mismo nivel de rebase, puede ser más peligroso en una pared vertical sólida que en una permeable.

Finalmente detectaron que el rebase pequeño pero constante puede ser peligroso, es decir, aunque se establezca el valor crítico en  $0.2 \text{ m}^3/\text{m}$ , una descarga constante de  $0.05 \text{ m}^3/\text{m}$  puede ser suficiente para derribar a un peatón.

### IV.3 Criterios de estabilidad.

Dentro de los fallos que puede presentar una estructura reflejante merecen especial atención los relacionados con movimientos del espaldón cuando la cimentación queda inalterada. Los movimientos que se pueden presentar son deslizamiento y vuelco.

Este problema puede abordarse desde dos posiciones, que son:

#### IV.3.1 Cálculo estático.

El equilibrio del espaldón se determina considerando las cargas máximas instantáneas actuantes sobre la estructura como constantes en el tiempo, para compararlas con las estabilizantes.

Los coeficientes de seguridad para deslizamiento,  $C_{SD}$ , y vuelco,  $C_{SV}$ , se definen como sigue

$$C_{SD} = \frac{\mu(\text{Peso} - \text{Subpresiones})}{\sum F_{\text{Horizontales}}} \quad (\text{ec. 9})$$

$$C_{SV} = \frac{M_{\text{Peso}} - M_{\text{Subpresiones}}}{\sum M_{F_{\text{Horizontales}}}} \quad (\text{ec. 10})$$

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

Como regla general, estos coeficientes han de ser mayores a 1.2 y 1.4, respectivamente.

Esta vía de cálculo se encuentra del lado de la seguridad, ya que las fuerzas instantáneas producen deslizamientos tan pequeños como su duración.

#### IV.3.2 Cálculo dinámico.

El hecho de considerar las leyes máximas de presión como constantes en el tiempo produce diques sobredimensionados, por lo que se hace necesario evaluar las fuerzas actuantes desde el punto de vista oscilatorio.

El planteamiento dinámico puede ser muy complejo, esto depende de las características dinámicas que se consideren para el sistema cajón - cimentación. Algunos casos son

- Cargas estáticas con respuesta elástica del espaldón.
- Cargas dinámicas con respuesta elástica de la cimentación.
- Cargas dinámicas con respuesta elasto - plástica de la cimentación.

#### Capítulo IV. Diseño de espaldones.

---

- Cargas dinámicas con respuesta elasto - plástica de la cimentación y comportamiento no lineal de las cargas, es decir, la deformación del sistema afecta a las cargas aplicadas.

#### IV.4 Estructuras reflejantes.

Las estructuras reflejantes son obras de defensa marítima que tienen como característica principal que una buena parte de la energía del oleaje es reflejada por ellas. Generalmente están coronadas por una estructura vertical de concreto, la que emplea su propio peso como principal elemento de estabilidad.

La construcción de estructuras reflejantes en la parte superior de los diques de escollera obedece, comúnmente, a la necesidad de reducir los costos de construcción. Entre este tipo de diques pueden distinguirse diques verticales, diques mixtos y espaldones. Un dique puede clasificarse como uno de los anteriores en función de su geometría, pero es la forma en que el oleaje incide contra la estructura, quien define su funcionamiento.

##### IV.4.1 Dique vertical.

Un dique vertical es una pared vertical, formada por cajones, bloques o pantallas, apoyada sobre una banqueta de escollera o hincados en el fondo, pero debe asegurarse una profundidad del agua tal, que la ola no rompa antes de llegar al dique. Como consecuencia de este funcionamiento, la mayor parte de la energía incidente es reflejada y muy poca es disipada.

Los esfuerzos que el oleaje produce sobre la estructura son oscilatorios, uno de resultante ascendente (subpresión) y otro de resultante horizontal. Ante estos esfuerzos, función del oleaje incidente, el dique vertical opone solo su propio peso.

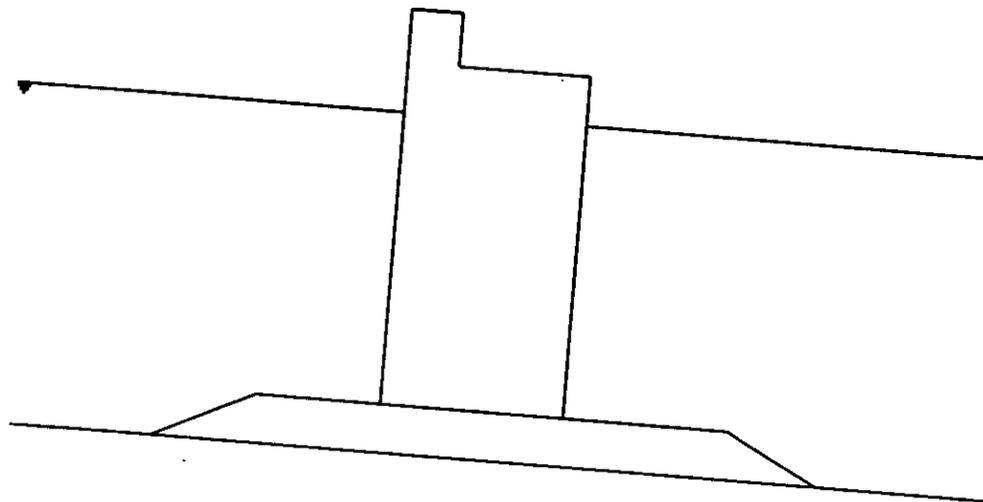


Fig. 4.10 Ejemplo de dique vertical.

##### IV.4.1.1 Método de cálculo de Goda.

En 1985, Goda presenta una formulación que permite conocer la distribución de los esfuerzos sobre la pared vertical, conocida la geometría de la estructura, las características del fondo marino y los parámetros del oleaje incidente.

Capítulo IV. Diseño de espaldones.

Goda supone una distribución trapezoidal de presiones independientemente de que la ola rompa o no. El método tiene como base experimentos con trenes de oleaje irregular y es válido para cualquier ángulo de incidencia. La figura 4.11 muestra la nomenclatura empleada en este método.

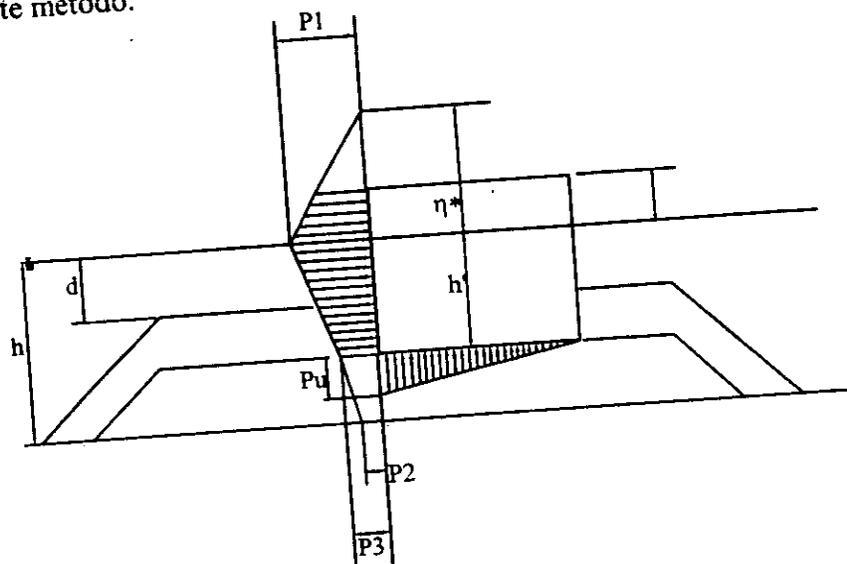


Fig. 4.11 Nomenclatura del método de Goda.

La máxima cota que alcanza el agua luego del impacto es

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

(ec. 11)

$\beta$  es el ángulo de incidencia del oleaje, el cual, recomienda Goda, debe girarse  $15^\circ$  hacia la normal del dique debido a la incertidumbre en la determinación del mismo. Esto es debido a que las mayores presiones se presentan con incidencia normal, de manera que, al girar dichos  $15^\circ$  respecto del valor medido, se diseña del lado de la seguridad.

Las presiones que se muestran en la figura 4.11 son

$$P_1 = \frac{1}{2} (1 + \cos \beta) (\alpha_1 + \alpha_2 \cos^2 \beta) \rho g H$$

(ec. 12)

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

(ec. 13)

$$P_3 = \alpha_3 P_1$$

(ec. 14)

donde

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left( \frac{4\pi h}{L} \operatorname{senh} \left( \frac{4\pi h}{L} \right) \right)^2 \quad (\text{ec. 15})$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \left( \frac{H}{d} \right)^2, \frac{2d}{H} \right\} \quad (\text{ec. 16})$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left( 1 - \frac{1}{\cosh \left( \frac{2\pi h}{L} \right)} \right) \quad (\text{ec. 17})$$

$h_b$  es el calado a una distancia  $5H_{1/3}$  del dique.

La subpresión,  $P_u$ , se considera triangular y se calcula como

$$P_u = \frac{1}{2} (1 + \cos \beta) \alpha_1 \alpha_3 \rho g H \quad (\text{ec. 18})$$

#### IV.4.2 Diques mixtos.

El dique mixto está formado por un cajón y es muy similar al dique vertical, solo que el mixto siempre está cimentado sobre escolleras. La característica principal de estos diques es que la ola puede romper antes de llegar o sobre la estructura. Esta rotura se puede deber a la geometría de la escollera o a la presencia del fondo.

Además de las características del oleaje incidente, la geometría del dique y el tipo de impacto del oleaje sobre la estructura influyen también en la duración y la intensidad de los esfuerzos que debe resistir el dique.

##### IV.4.2.1 Método de cálculo de Nagai.

Este método se basa una larga serie de experimentos realizados por Nagai en 1973. La nomenclatura que emplea este autor se muestra en la figura 4.4.

La hipótesis básica del método es que

$$\text{Si } \frac{h_1}{h_2} \geq 0.75 \text{ ha de cumplirse que } \frac{H}{h_2} \geq 0.5$$

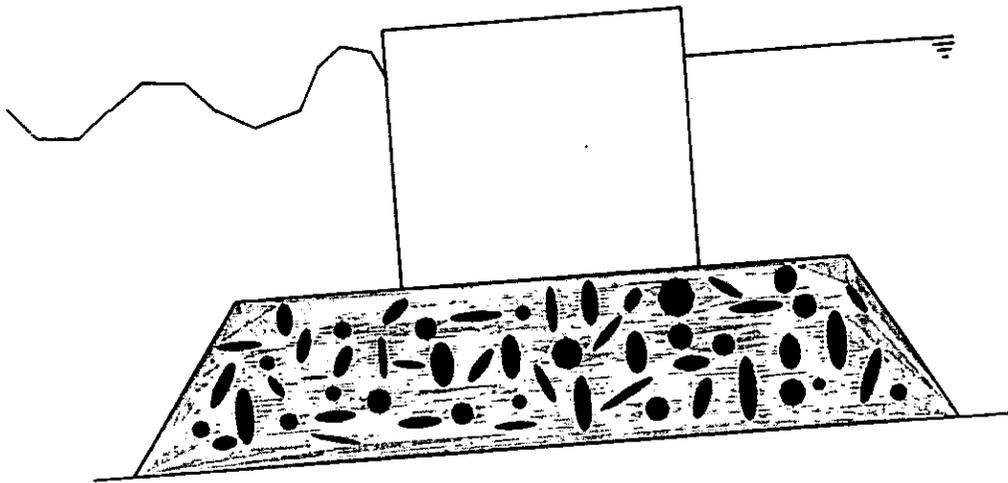


Fig. 4.12 Ejemplo de dique mixto.

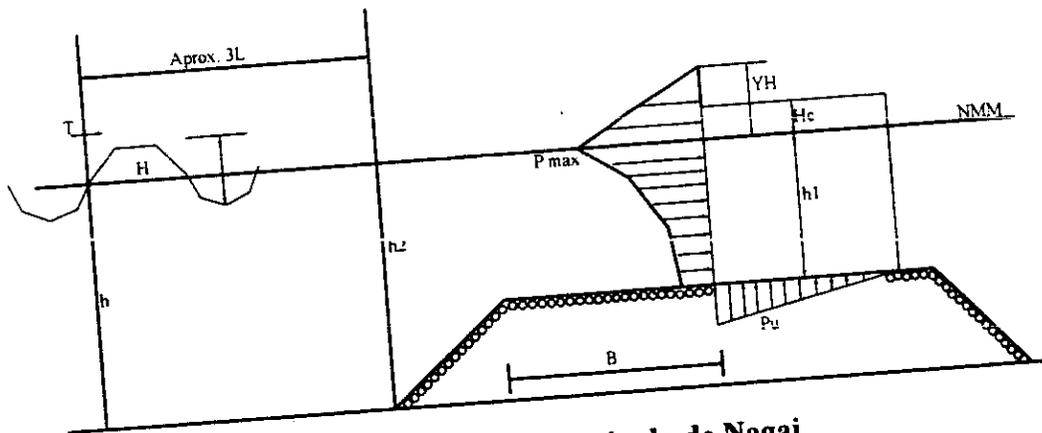


Fig. 4.13 Nomenclatura del método de Nagai.

Este método aporta leyes de presiones máximas para oleaje con incidencia normal. Para la aplicación del método, Nagai distingue dos tipos de diques mixtos.

- Fuerzas sobre diques mixtos con banqueta alta.

Para que el método sea aplicable se debe cumplir que  $\frac{h_1}{h_2} < 0.4 - 0.5$ . En caso afirmativo,

debe calcularse el parámetro  $\frac{h_1}{h} \frac{H}{L}$ , el cual debe ser menor o igual que 0.044 metros para que

$$P_{max} = 4 + 500 \rho g h_1 \frac{h_1}{h} \frac{H}{L}$$

(ec. 19)

en caso contrario, la presión máxima será entre 20 y 26 t/m<sup>2</sup>. Nagai recomienda 26 t/m<sup>2</sup> para diques expuestos a oleaje exterior y 20 t/m<sup>2</sup> para diques parcialmente protegidos.

Una vez conocida la presión máxima, la distribución vertical de presiones depende del peralte de ola, H/L. Nagai propone tres tipos de distribución

### Distribución tipo A

Se produce en los casos en que  $\frac{H}{L} \geq 0.045$  y  $\frac{h_1}{H} \leq 1$ . En estos casos la ola rompe justo delante del dique produciendo la presión máxima alrededor del nivel medio del mar. La distribución vertical de presiones queda definida por

$$P_z = P_{max} \left( 1 - \frac{2y}{H} \right)^2 \quad (\text{ec. 20})$$

y es el valor absoluto de la distancia del punto considerado, al nivel medio del mar en reposo.

### Distribución tipo B

Se produce cuando  $\frac{H}{L} \geq 0.045$  y  $\frac{h_1}{H} \approx 1$ . En este caso la ola rompe en voluta justo antes de abordar el dique, produciéndose las máximas presiones en el pie de la estructura. La distribución de presiones es

$$P_y = P_{max} \left( 1 - \frac{y}{H} \right)^2 \quad (\text{ec. 21})$$

En este caso y es la distancia del punto considerado al pie del cajón vertical.

### Distribución tipo C

Ocurre cuando  $\frac{H}{L} \geq 0.045 - 0.05$ . En estos casos la ola rompe en descrestamiento antes de llegar al dique. La presión máxima se produce en el pie del cajón vertical. La distribución es

$$P_y = P_{max} \left( 1 - \frac{y}{1.5H} \right)^2 \quad (\text{ec. 22})$$

y es la distancia al pie del dique.

## Capítulo IV. Diseño de espaldones.

- Fuerzas sobre diques con banquetta baja.

Estos diques se presentan cuando  $0.4 - 0.5 \leq \frac{h_1}{h_2} < 0.75$ . En este tipo de diques a presión máxima se presenta en las proximidades del nivel medio del mar, independientemente de que la ola rompa o no sobre el dique. La rotura se asegura cuando  $\frac{H}{h} \geq 0.5$ .

El valor de la presión máxima es

$$P_{max} = \alpha \rho g H \quad (\text{ec. 23})$$

donde  $\alpha$  es un parámetro experimental que depende de  $\frac{h_1}{h_2}$ ,  $\frac{B}{h_2}$  y  $\frac{h_2}{H}$ .

El perfil vertical de la ley de presiones es

$$P_z = P_{max} \frac{\cosh \beta \left( 1 + \frac{z}{h_1} \right)}{\cosh \beta} \quad \text{para } z > 0 \quad (\text{ec. 24})$$

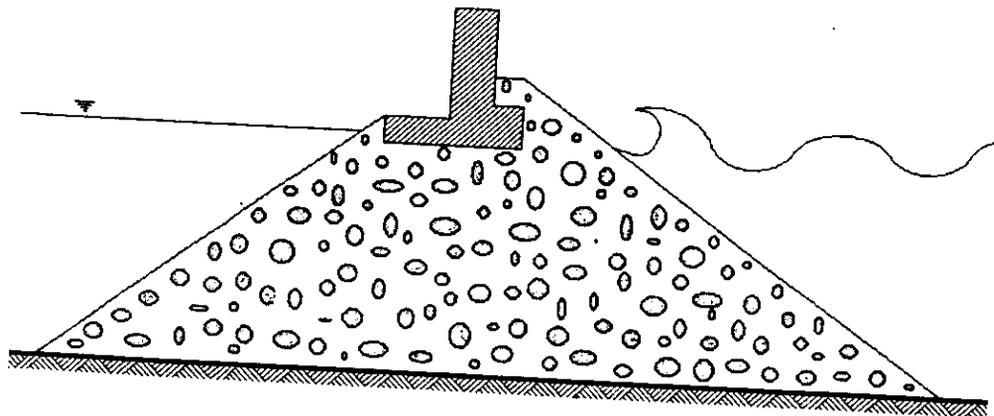
donde

$$\beta = \sqrt{(6\alpha + 26)} - 5 \quad 1 \leq \alpha \leq 5 \quad (\text{ec. 25})$$

### IV.4.3 Espaldones.

Cuando la superestructura del dique está cimentada por arriba del nivel medio del mar, se le llama espaldón. Una de las características principales de estas estructuras es que la ola rompe y alcanza al espaldón durante su proceso de ascenso.

Este tipo de diques es el que más energía disipa, dada la rotura de la ola. Los espaldones se disponen con diversas finalidades, por ejemplo, para dotar un de camino de rodadura que permita el acceso al dique, para reducir la cota de coronación del dique y ahorrar material de construcción, entre otras.



**Fig. 4.14 Dique con espaldón**

La clasificación de una estructura como dique vertical, mixto o espaldón no depende solo de la geometría de la estructura, sino también de las condiciones de oleaje y de marea que se tengan en un momento dado. Una misma estructura puede trabajar como dique mixto bajo oleaje de temporal y como dique vertical con oleaje normal. De la misma manera, la marea puede variar el comportamiento de un dique de mixto a espaldón.

Los métodos de cálculo de los esfuerzos a que están sujetos los espaldones se revisan en el apartado siguiente.

IV.5 Métodos de cálculo de las fuerzas sobre espaldones.

IV.5.1 Método de Iribarren.

Iribarren, 1964, utiliza una nomenclatura distinta a la de los demás autores, A es altura de ola, h; la amplitud de onda y H; el calado. Sus expresiones son:

$$V_h = C = \sqrt{gh} \quad (\text{ec. 26})$$

$$EB = 2 \frac{V_h^2}{2g} = h \quad (\text{ec. 27})$$

$$V_v = \sqrt{2g2h} \quad (\text{ec. 28})$$

$$V = \sqrt{V_h^2 + V_v^2} = \sqrt{gh + 4gh} = \sqrt{5gh} \quad (\text{ec. 29})$$

$$JC = 2 \frac{V^2}{2g} = 5h \quad (\text{ec. 30})$$

donde

- $V_h$  velocidad horizontal en la cresta
- $EB$  altura representativa de la presión en la cresta
- $V_v$  velocidad vertical de caída de las moléculas desde la cresta al seno
- $V$  velocidad resultante
- $JC$  altura representativa de la presión en el seno

El método de Iribarren es semigráfico y utiliza la siguiente figura

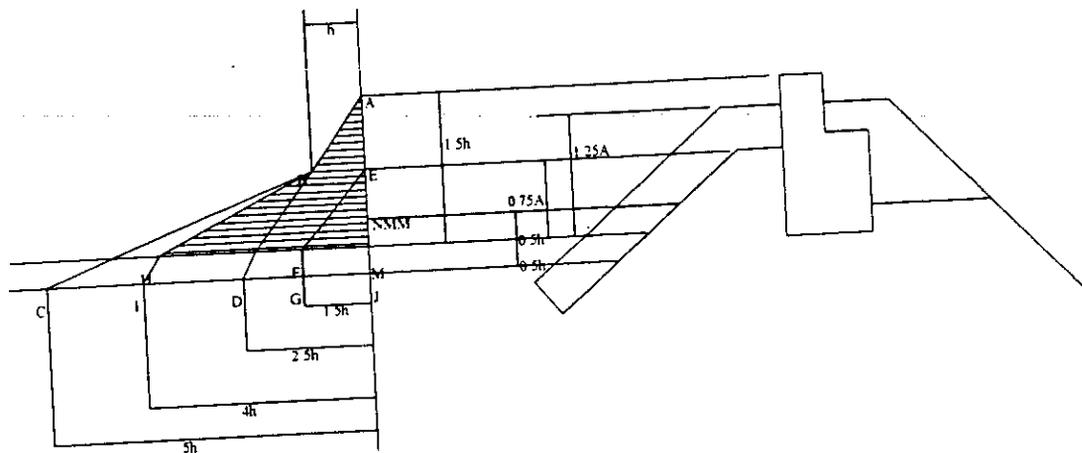


Fig. 4.15 Esquema de presiones de Iribarren.

La ley de presiones causada por el oleaje incidente está definida por la línea ABD, a ésta deben sumarse las presiones de paso por exceso, línea EFG, quedando como ley de presiones total la línea ABHI. Finalmente, si se acepta que el espaldón está cimentado el nivel del mar, la ley definitiva de presiones es la línea ABH.

#### IV.5.2 Método de Günbak y Gökce.

En 1984 Günbak y Gökce propusieron un modelo que supone que el alcance máximo del oleaje forma un triángulo de  $15^\circ$  como se muestra en la figura

Las expresiones de este método son

$$P_m = \rho g \frac{(gy)^2}{2g} = 1.03 \frac{y}{2} \quad (\text{ec. 31})$$

$$P_h = \rho g(y + c - z) \quad (\text{ec. 32})$$

$$y = \frac{(Ru - c) \operatorname{sen} \beta}{\operatorname{sen} \alpha \cos(\alpha + \beta)} \quad (\text{ec. 33})$$

$P_m$  es la presión de choque,  $P_h$  la presión hidrostática,  $c$  es la cota de la berma respecto del nivel del mar,  $\beta$  es el ángulo formado en el ascenso del agua ( $15^\circ$ ),  $\alpha$  es el ángulo del talud del dique y  $z$  la elevación de la cimentación del espaldón.

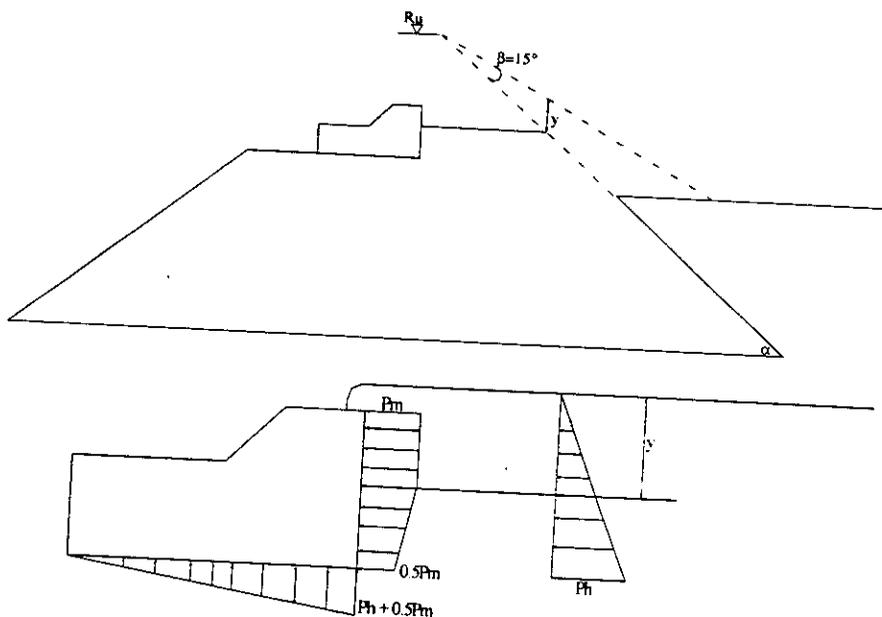


Fig. 4.16 Esquema de presiones del método de Günbak

### IV.5.3 Método de Jensen.

Jensen en 1984, propone la siguiente expresión

$$\frac{F_{0.1\%}}{\rho g h_f L_p} = a + b \left( \frac{H_s}{A_c} \right) \quad (\text{ec. 34})$$

donde

- $h_f$  altura del espaldón.
- $L_p$  longitud de ola asociada al periodo pico.
- $A_c$  altura de berma desde el nivel medio del mar.
- a y b parámetros de ajuste que se determinaron mediante ensayos de laboratorio

Esta ecuación está basada en oleaje irregular.

Jensen reportó algunos valores para a y b, y en 1988, Bradbury propuso otros más.

Autor	Sección	Rango de parámetros para las pruebas.			Valores de a y b. Probabilidad de excedencia 0.1%	
		$A_c$ (m)	$S_{op} = H_s/L_{op}$	$H_s/A_c$	A	B
Jensen	A	5.6 - 10.6	0.016 - 0.036	0.76 - 2.5	-0.026	0.051
Jensen	B	1.5 - 3.0	0.005 - 0.011	0.82 - 2.4	-0.016	0.025
Bradbury	C	0.10	0.023 - 0.07	0.9 - 2.1	-0.038	0.043
Bradbury	D	0.14	0.04 - 0.05	1.43	-0.0247	0.028
Bradbury	E	0.18	0.04 - 0.05	1.11	-0.0095	0.0107

Tabla 4.1 Valores de a y b para la ecuación (34)

Este método tiene las siguientes desventajas:

- Solo ofrece la fuerza horizontal y no considera las subpresiones.
- Se limita solo a una probabilidad de diseño.
- Los ensayos de Jensen fueron realizados con trenes de pocas olas.
- Al considerar la altura del espaldón dentro de la ecuación, el modelo se limita a un nivel de rebase moderado.
- No indica una distribución de presiones sobre el espaldón ni el punto de aplicación de la fuerza calculada.

En este trabajo se analizaron los valores de los parámetros a y b del modelo de Jensen con los datos de laboratorio reportados por Pedersen en 1996. Pedersen realizó 373 pruebas y empleó doce espaldones diferentes sobre un mismo dique.

Se calcularon los valores de  $a$  y  $b$  para cada uno de los casos, obteniendo una gran cantidad de parejas de valores que satisfacen la ecuación. El análisis de estos grupos de valores mostró que no es posible determinar un valor universal para estos parámetros.

Se buscó, entonces, relacionar los valores de  $a$  y  $b$  con distintos parámetros, tanto del oleaje como del dique, para encontrar alguna forma de calcularlos y simplificar el método. Este trabajo culminó en las figuras que se muestran a continuación

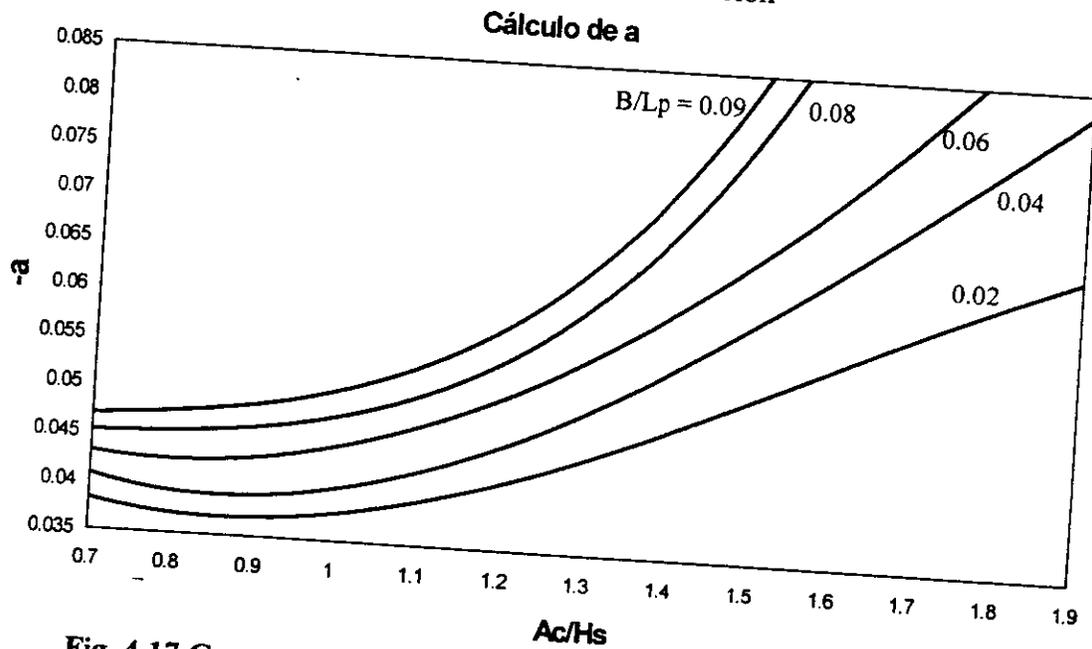


Fig. 4.17 Curvas propuestas para la determinación del parámetro  $a$ .

Inicialmente solo se ocuparon estas curvas, de modo que se determinó el valor de  $a$ , mientras que  $b$  se mantenía constante e igual a 0.26047, obteniéndose los siguientes resultados

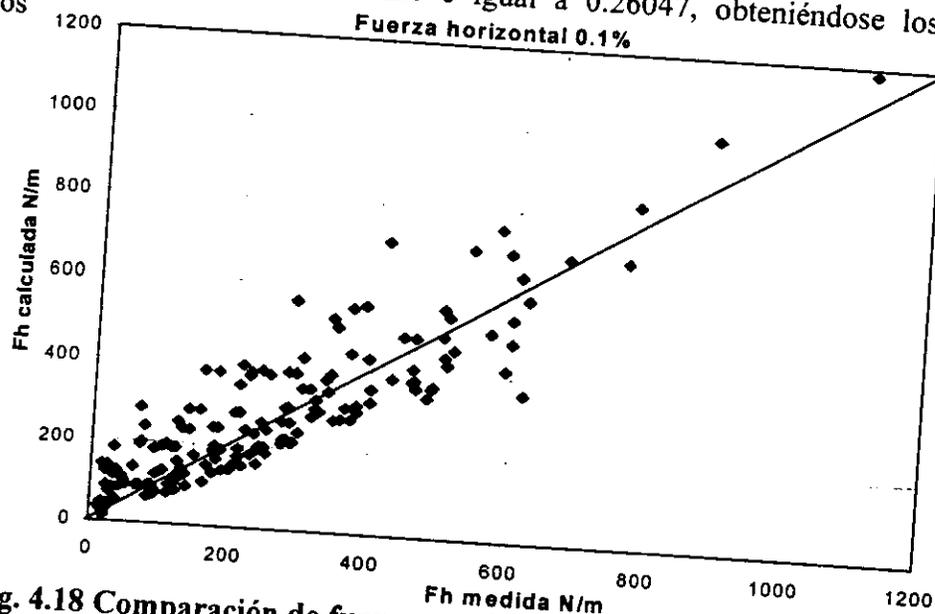
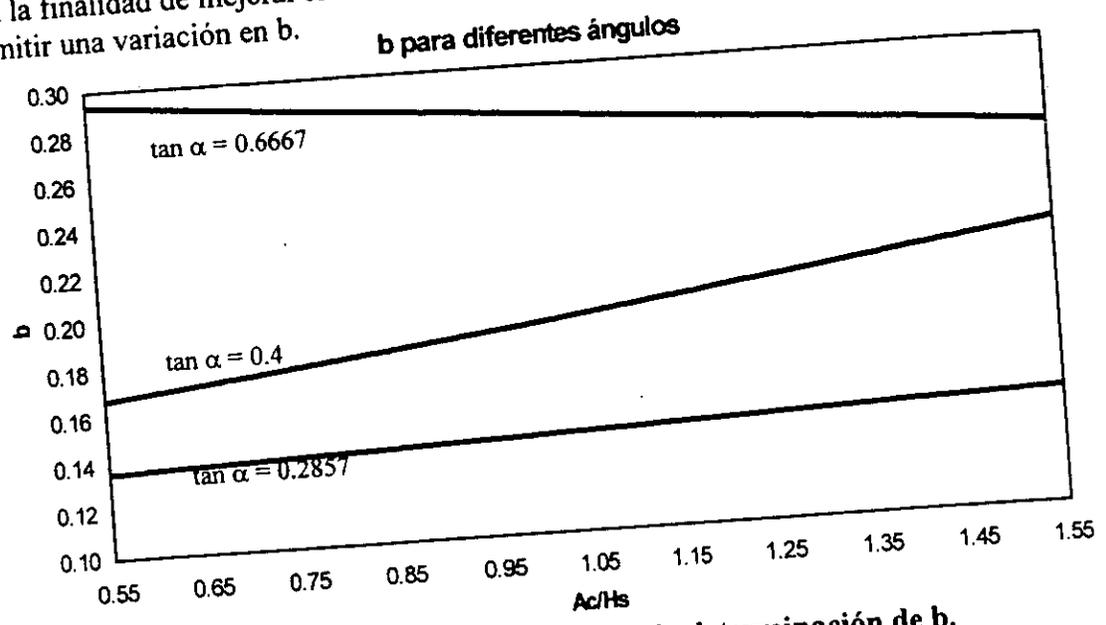


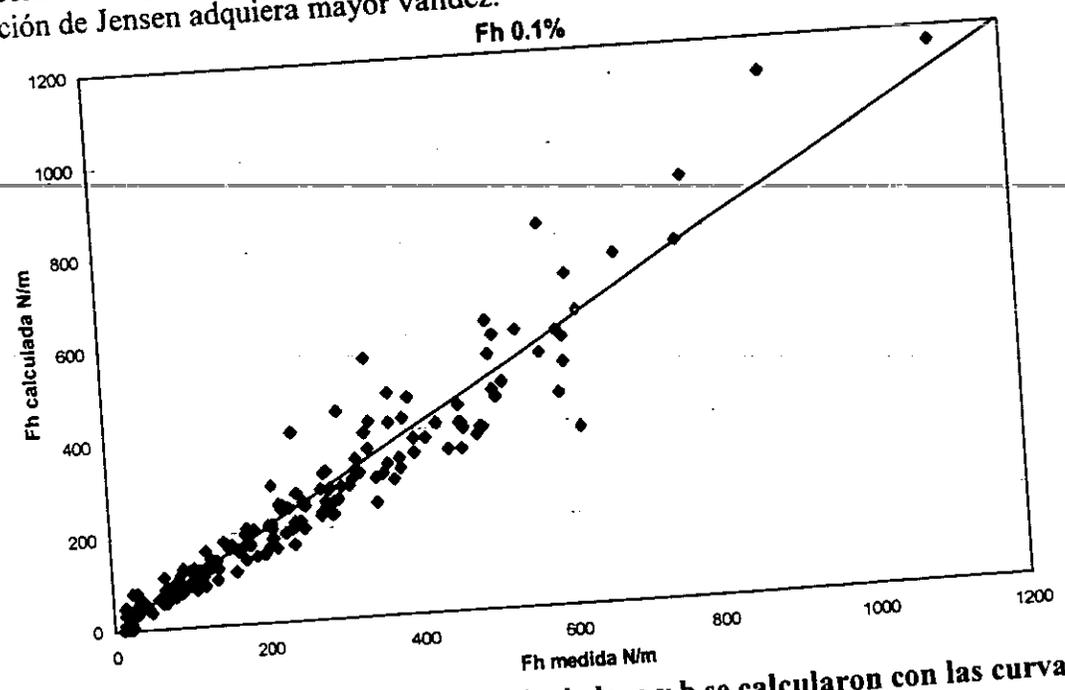
Fig. 4.18 Comparación de fuerzas medida y calculada con  $b$  constante.

Con la finalidad de mejorar los resultados de la figura 4.18, se construyó la figura 4.19 para permitir una variación en b.



**Fig. 4.19** Curvas propuestas para la determinación de b.

Como se puede ver en las figuras 4.17 y 4.19, el cociente de la altura significativa entre la altura de la berma, tal como lo incluyera Jensen en su ecuación, resulta un parámetro muy importante en la determinación de los parámetros a y b. Por otro lado, estas curvas, permiten relacionar a y b con características tanto del oleaje incidente (periodo y altura de ola) como de la geometría del dique (anchura de berma y ángulo del talud), esto hace que la ecuación de Jensen adquiera mayor validez.



**Fig. 4.20** Fuerza medida contra calculada, a y b se calcularon con las curvas propuestas.

Finalmente, la figura 4.20 muestra los resultados de comparar la fuerza medida por Pedersen con la calculada vía la ecuación de Jensen, los valores de  $a$  y  $b$  han sido obtenidos con las curvas propuestas (Figuras 4.17 y 4.19).

Como puede observarse la dispersión de estos datos no es muy grande, por lo que se ha logrado simplificar el método de Jensen al relacionar sus parámetros experimentales con características conocidas.

#### IV.5.4 Método de Pedersen y Burchart.

Este método, desarrollado en 1992, tiene como base el modelo de Jensen. La figura 4.18 muestra la distribución de presiones propuesta por Pedersen

Pedersen propone calcular la presión de impacto en función de la velocidad con que el agua choca contra el espaldón,  $v_0$ , esto es

$$v_0 = 2g(Ru - A_c) \quad (\text{ec. 35})$$

y con ello

$$Pm = g\rho \frac{v_0^2}{2g} \quad (\text{ec. 36})$$

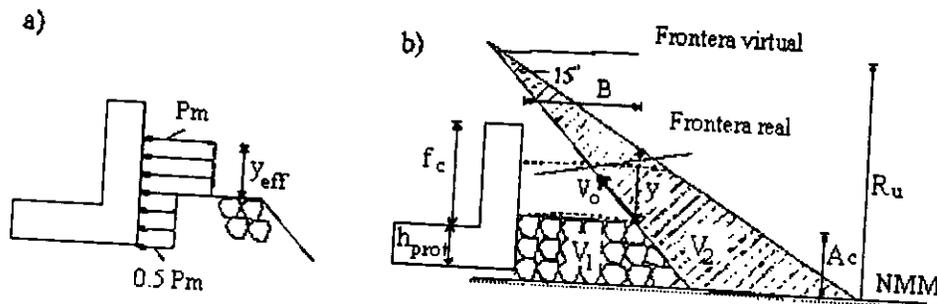


Fig. 4.21 Distribución de presiones y parámetros de diseño sugeridos por Pedersen.

La cota en la que se presenta el esfuerzo máximo es

$$y_{eff} = \min \left[ \frac{y}{2}, f_c \right] \quad (\text{ec. 37})$$

donde  $f_c$  es la altura no protegida del espaldón. Las fuerzas horizontales actuando sobre la estructura son

$$F_{hu} = Pm \cdot y_{eff} \quad (\text{ec. 38})$$

$$F_{hi} = \frac{Pm}{2} h_{pro} \quad (\text{ec. 39})$$

La fuerza horizontal para una probabilidad de excedencia del 0.1% es

$$F_{h0.1\%} = 0.21 \frac{L_{om}}{B} (1.6F_{hu0.1\%} + F_{hi0.1\%}V) \quad (\text{ec. 40})$$

donde

$$V = \frac{V_2}{V_1} \quad \text{para } V_2 < V_1 \quad (\text{ec. 41})$$

$$V = 1 \quad \text{para } V_2 \geq V_1$$

Los coeficientes 0.21 y 1.6 fueron determinados de manera experimental para una probabilidad de 0.1%. Así que el método solo es aplicable para esta probabilidad de excedencia y tiene los siguientes límites

1.1	≥	Ir	≥	4.2
0.5	≥	H <sub>s</sub> /A <sub>c</sub>	≥	1.5
1.0	≥	R <sub>c</sub> /B	≥	2.6
0.3	>	A <sub>c</sub> /B	≥	1.1
1.5	≥	cot α	≥	3.5

Inicialmente Pedersen propuso el siguiente método para determinar el ascenso máximo con probabilidad de excedencia de 0.1%:

$$\frac{Ru_{0.1\%}}{H_s} = 1.12 \cdot Ir_m \quad Ir_m \leq 1.5 \quad (\text{ec. 42})$$

$$\frac{Ru_{0.1\%}}{H_s} = 1.34 \cdot Ir_m^{0.55} \quad Ir_m > 1.5 \quad (\text{ec. 43})$$

Con estas ecuaciones y los datos que el mismo Pedersen publicó en 1996, se compararon los resultados que ofrece su método, los resultados se muestran en la figura 4.22.

Más adelante, Pedersen adoptó, como método para el cálculo del ascenso máximo, las ecuaciones que propusieron Van der Meer y Stam en 1992

$$Ru_{0.1\%} = 0.9Ru_{2\%} \quad (\text{ec. 44})$$

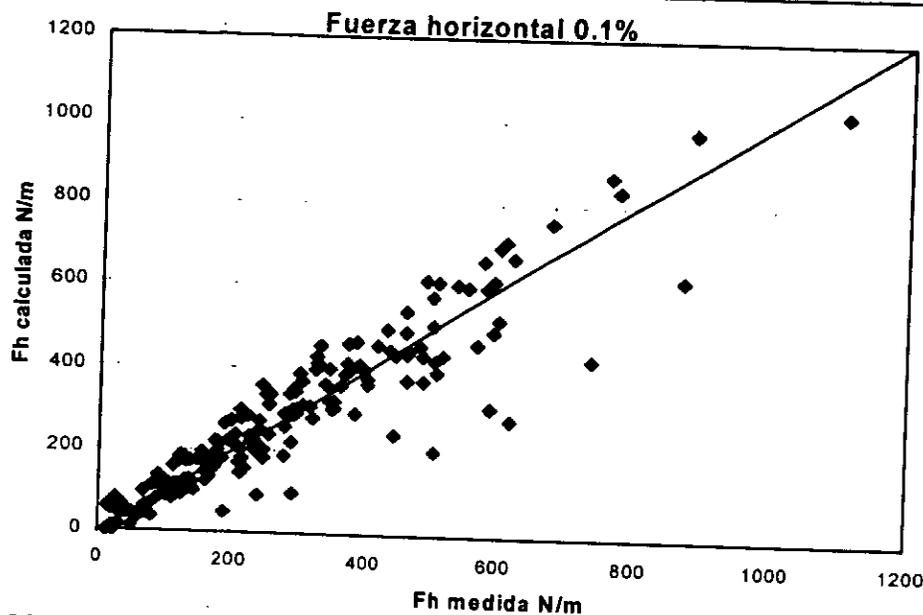


Fig. 4.22 Comparación del método de Pedersen con los resultados experimentales publicados por él mismo en 1996.

$$\frac{Ru_{2\%}}{H_s} = 1.5 I_{r_p} \quad \text{con un máximo de} \quad \frac{Ru_{2\%}}{H_s} = 3.2 \quad (\text{ec. 45})$$

$I_{r_p}$  es el número de Iribarren relativo a la longitud de onda para el periodo pico.

Esta modificación también se comparó con los datos reportados por Pedersen, 1996, el resultado es el siguiente

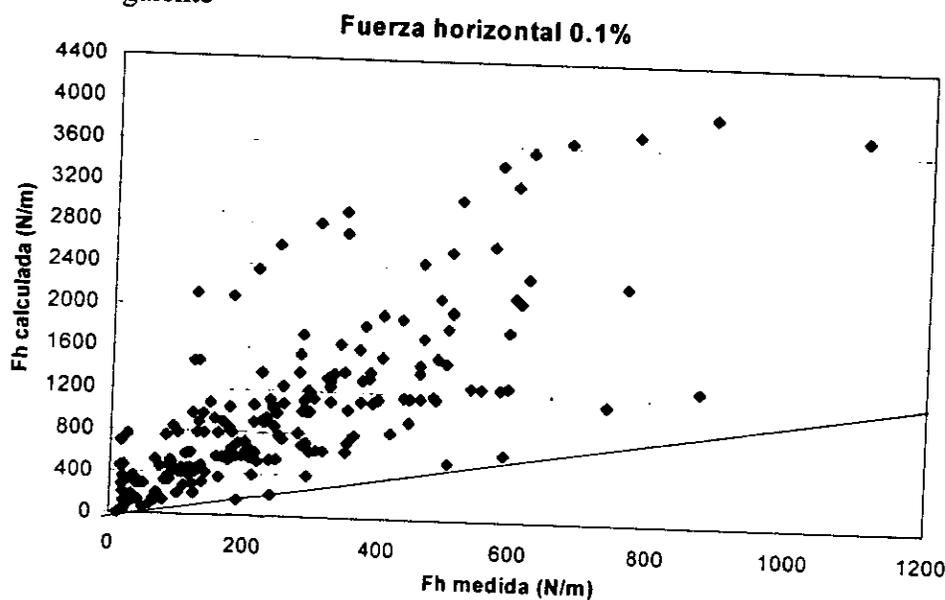


Fig. 4.23 Comparación del método modificado de Pedersen con los resultados experimentales publicados por él mismo en 1996.

Como se puede ver, la modificación que propone Pedersen para calcular el ascenso máximo, aumenta considerablemente la dispersión de los resultados del método, al sobrestimar exageradamente la fuerza calculada. Esto puede deberse a que el ascenso máximo calculado de esta forma resulta sobrestimado. De cualquier forma no se recomienda el uso de esta modificación.

El método de Pedersen presenta varias desventajas, aún cuando se calcule el ascenso máximo como función del número de Iribarren. Entre las que podemos contar:

- Para el cálculo de la presión no considera la altura total de espaldón, esto puede ocasionar un diseño subestimado en la parte más alta.
- En el caso de la parte protegida del espaldón, considera que la presión se reduce a la mitad, lo cual no necesariamente ocurre, ya que esta reducción depende del periodo de la ola y del ancho de la berma.
- No considera el ángulo de incidencia del oleaje.
- El diseño se limita a una sola probabilidad de excedencia.

El método de Pedersen debe ser utilizado con precaución ya que, si bien, en general está del lado de la seguridad, no contempla algunas importantes características del oleaje.

#### IV.5.5 Método de Martín et al.

Martín et al, 1995, proponen un método basado en la observación de la llegada de una ola sobre un espaldón. Dicha observación indica que se presentan dos picos de presión en diferentes tiempos, uno debido a la desaceleración horizontal del flujo al llegar a la estructura,  $P_d$ , y otro durante el descenso del agua acumulada frente a la estructura,  $P_h$ . Estas presiones reciben el nombre de dinámica y pseudohidrostática, respectivamente.

La aplicación del método supone que las olas no rompen en voluta ni descrestamiento sobre el espaldón, además se considera oleaje con un ángulo de incidencia máximo de  $20^\circ$ .

Estas dos presiones siempre se presentan y su magnitud depende de la geometría del dique y del tipo de oleaje. Esto ocasiona que no se pueda saber cuál de las dos produce las peores condiciones de estabilidad, por lo que se deben calcular ambas. La figura 4.24 muestra dicha distribución de presión en el tiempo.

##### IV.5.5.1 Condiciones requeridas para la aplicación del método.

Los parámetros que deben considerarse para poder aplicar el método son:

- Número de Iribarren: según Losada y Giménez – Curto, las olas con  $Ir > 3.0$  no rompen en descrestamiento ni voluta, por lo que este valor será el umbral del número de Iribarren. El método se podrá aplicar con ondas  $Ir < 3.0$  siempre que rompan por fondo antes de llegar al dique.
- Cota de coronación de la escollera,  $A_c$ .

- Ancho de la berma superior de la escollera,  $B$ .
- Angulo de incidencia del oleaje: como ya se mencionó, éste deberá ser menor o igual a  $20^\circ$ .

En el caso de la cota de coronación y el ancho de la berma, la aplicación del método está dada por la figura 4.25.

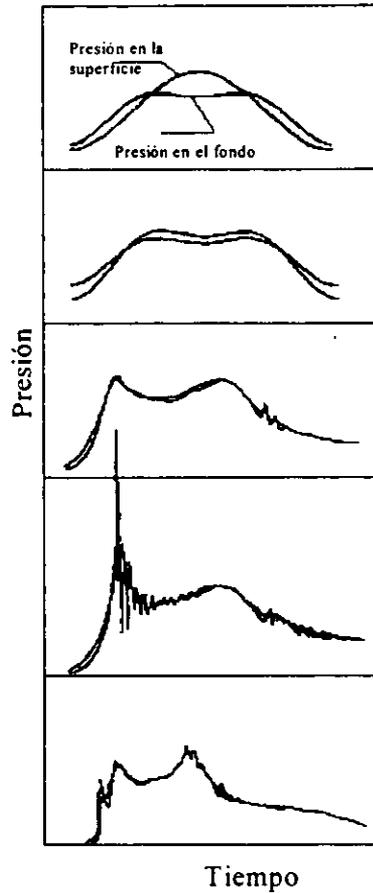


Fig. 4.24 Distribuciones de presión en el tiempo.

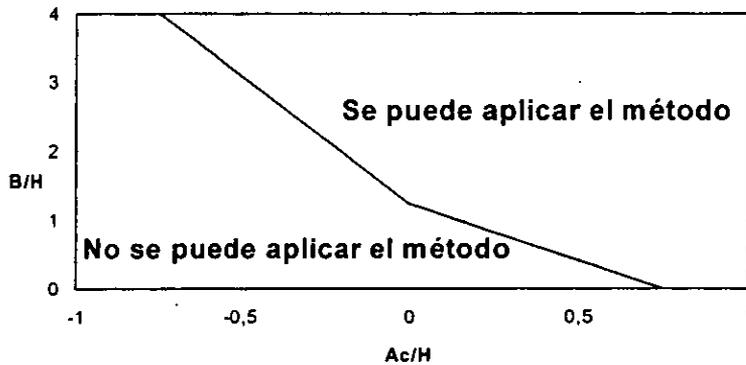


Fig. 4.25 Región de aplicación del método de Martín.

Las distribuciones de presión sobre el espaldón, propuestas por Martín se esquematizan en la figura 4.26

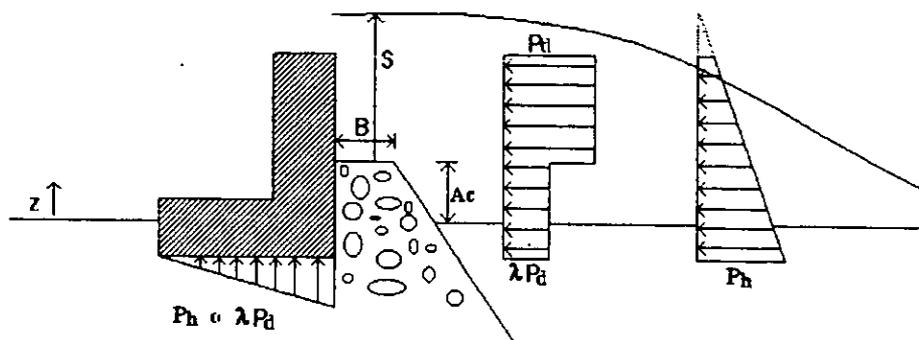


Fig. 4.26 Esquema de las distribuciones de presión propuestas por Martín.

#### IV.5.5.2 Presión dinámica.

El espaldón puede dividirse en dos partes, la superior, expuesta a la acción directa del oleaje y la inferior, que se encuentra protegida por el manto de escollera y recibe el oleaje filtrado.

Al igual que Günbak, 1984, Martín acepta que la ley de presiones en la parte superior del espaldón es uniforme y se expresa como:

$$\bar{P}_d = \alpha \rho g S \quad A_c < z < A_c + S \quad (\text{ec. 46})$$

$S$  es la anchura de la lámina de agua sobre la cota de coronación de la escollera y  $\alpha$  un parámetro adimensional que contiene información de la celeridad de la onda, del ángulo del talud,  $\beta$ , y del ángulo de incidencia,  $\theta$ .

Por lo que respecta a la parte inferior, parte de los esfuerzos generados por el oleaje son soportados por el manto principal. Si las piezas del manto son lo suficientemente grandes y no están en contacto directo con el espaldón, no le transmitirán los esfuerzos.

Martín propone relacionar las presiones en ambas zonas a través de un factor de reducción de la presión en la parte inferior,  $\lambda$ , esto es

$$P_d = \lambda \alpha \rho g S \quad \text{cota de cimentación} < z < A_c \quad (\text{ec. 47})$$

#### IV.5.5.3 Presión pseudohidrostática.

Dado que las subpresiones son generadas por la acumulación de agua contra el espaldón, son proporcionales a la altura de la columna de agua, con coeficiente de proporcionalidad  $\mu \rho g$ , donde  $\mu$  es un factor menor o igual a la unidad. La ley de presiones pseudohidrostáticas queda:

$$P_h(z) = \mu \rho g (s + A_c - z) \quad \text{cota de cimentación } < z < A_c + s \quad (\text{ec. 48})$$

Martín observó que las máximas presiones de este tipo se producen un poco después del instante de ascenso máximo, sin embargo, para efectos prácticos, ambos fenómenos se consideran simultáneos.

#### IV.5.5.4 Subpresiones.

Para el cálculo de las subpresiones, Martín propone una distribución lineal que inicia, en el lado expuesto al oleaje, con el valor de  $P_h$  o  $\lambda P_d$ , la que resulte mayor, y termina nula en la cara protegida. Esto es válido cuando el espaldón esté cimentado por arriba del nivel medio del mar. En caso contrario, el valor en cara protegida es pgz.

#### IV.5.5.5 Parámetros empleados en el método de Martín.

El cálculo del ascenso máximo se realiza con la fórmula de Losada, 1992. (Ver apartado II.3.2.3). Este resultado puede corregirse para oleaje con ángulo de incidencia diferente de cero de la siguiente forma

$$Ru(\theta) = Ru(0^\circ) \cos(\theta) \quad (\text{ec. 49})$$

donde

$Ru(\theta)$  ascenso máximo con ángulo de incidencia igual a  $\theta$   
 $Ru(0^\circ)$  ascenso máximo para incidencia normal

La achura de lámina se define como

$$S = H \left( 1 - \frac{A_c}{Ru} \right) \quad (\text{ec. 50})$$

El parámetro  $\alpha$  se calcula como sigue

$$\alpha = \frac{2Ru}{H \cos^2 \beta \cos \theta} \quad (\text{ec. 51})$$

$H$  es la altura de ola de cálculo al pie del talud,  $\beta$  es el ángulo del talud respecto de la horizontal y  $\theta$  es el ángulo de incidencia del oleaje.

La evaluación del parámetro  $\lambda$  se realiza a partir de la expresión

$$\lambda = 0.8e^{\left( \frac{-10.9\beta}{L} \right)} \quad (\text{ec. 52})$$

B es el ancho de la berma y L es la longitud de onda al pie del talud.

Finalmente, el parámetro  $\mu$  se estima a partir de la figura 4.27, en donde n es el número de piezas que conforman la berma, que es igual al ancho de la berma entre el lado equivalente de las piezas del manto.

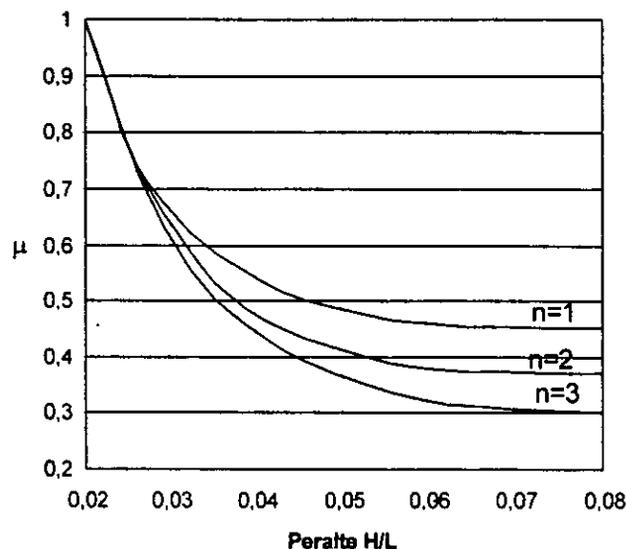


Fig. 4.27 Valores de  $\mu$

#### IV.5.6 Método de Martín modificado por Govaere.

En 1997, Govaere propuso una metodología para extender el método de Martín a oleaje irregular.

Las condiciones de aplicación son

- Se recomienda utilizarlo cuando no se cuente con suficientes datos oceanográficos.
- Los parámetros de diseño se obtuvieron a partir de datos experimentales.
- Es aplicable para cualquier probabilidad de excedencia.
- Se asume que la distribución de Tayfun estima adecuadamente los valores de altura de ola y del ascenso máximo. (ver capítulo I)

Conocidos  $H_{rms}$ , el periodo medio y la profundidad a pie de dique, la metodología propuesta por Govaere es la siguiente

- Con el periodo medio, T, se calcula la longitud de onda en aguas profundas

$$L_0 = \frac{g}{2\pi T^2} \quad (\text{ec. 53})$$

- Haciendo uso de la relación de dispersión se determina la longitud de onda a pie de dique

$$L = L_0 \cdot \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) \quad (\text{ec. 54})$$

- Conocido el ancho de berma se obtiene la relación B/L, para calcular el factor  $\lambda$  como lo indica la ecuación (52)

Esta propuesta requiere conocer una altura de ola y un ascenso máximo de cálculo, que pueden ser determinadas a partir de la distribución de Tayfun. (Capítulo I)

- Se calculan la altura de la lámina de agua, S, ec. (50), la presión dinámica, ecs. (46) y (47) y la presión hidrostática ec. (48). La presión que resulte mayor es la que se utilizará para el análisis de estabilidad el espaldón.

Esta modificación presenta la ventaja de ofrecer una forma más sencilla para extender el método a oleaje irregular, en comparación con la hipótesis de equivalencia.

El método de Martín modificado por Govaere se comparó también con los resultados experimentales que reportara J. Pedersen en 1996. Se detectó que para estos casos, la fuerza dinámica es la que predomina.

La formulación se aplicó a todos los casos. Sin embargo, Martín solo presenta, para el cálculo de  $\mu$ , las curvas para n igual a 1, 2 y 3, por lo que se eliminaron las pruebas con secciones en las que el ancho de berma fuera mayor de tres veces el lado equivalente. Finalmente se trabajó solo con los ensayos que tuvieran manto principal de enrocamiento.

La comparación entre la fuerza calculada y la medida se muestra en las figuras 4.28 y 4.29.

Es evidente una dispersión importante, sin embargo, el error siempre se presenta del lado de la seguridad, por lo que los resultados obtenidos permiten aceptar este método como un modelo aceptable para el cálculo de las acciones del oleaje sobre un espaldón. Se puede ver también que para el caso de 1% de probabilidad de excedencia, que es un buen umbral de diseño, los resultados son bastante buenos.

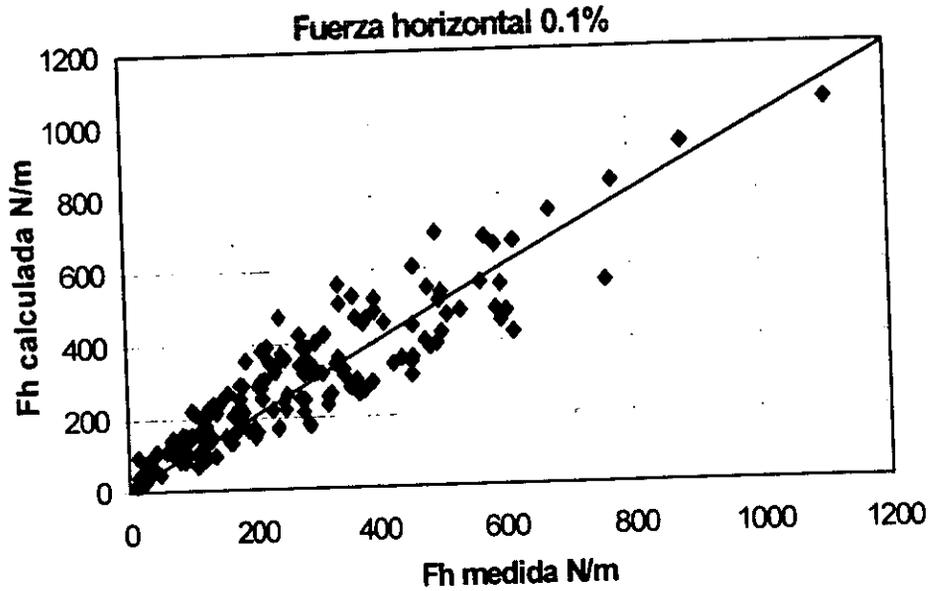


Fig. 4.28 Comparación del método de Martín modificado por Govaere con los datos de Pedersen para una probabilidad de excedencia de 0.1%.

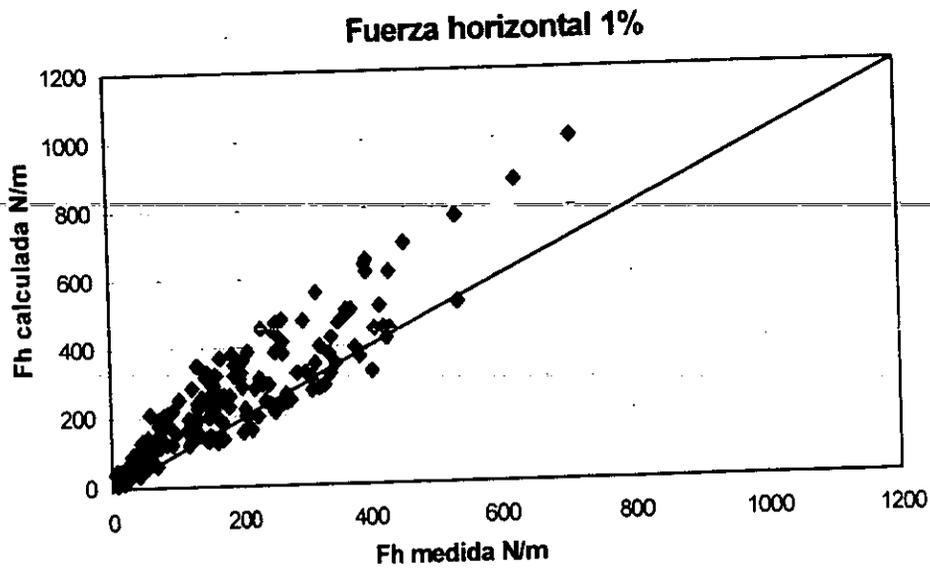


Fig. 4.29 Comparación del método de Martín modificado por Govaere con los datos de Pedersen para una probabilidad de excedencia de 1%.

#### IV.6 Comparación de resultados.

El relacionar los tres métodos más recientes y la propuesta de esta trabajo con los datos experimentales reportados por un mismo autor, permite compararlos y ver cual ofrece mejores resultados. La finalidad es tomar los aciertos de cada formulación y lograr un método de cálculo que lleve a construir estructuras seguras y económicamente óptimas.

Se eligieron dos puntos de comparación la correlación y el error cuadrático medio:

Método	Correlación	Error
Jensen (Fig. 4.19)	0.8129	0.08976
Jensen (Fig. 4.20)	0.9194	0.05801
Pedersen (Fig. 4.22)	0.8747	0.04667
Pedersen (Fig. 4.23)	0.5902	0.5814
Martín 0.1% (Fig. 4.28)	0.8393	0.05264
Martín 1% (Fig. 4.29)	0.8423	0.07836
Propuesta 0.1% (Fig. 4.30)	0.8313	0.09662
Propuesta 1% (Fig. 4.31)	0.8380	0.1058

Tabla 4.2 Correlación y error cuadrático medio de los diferentes métodos estudiados.

Esta tabla confirma que debe descartarse el método de Pedersen modificado. Con respecto a Pedersen (original) presenta muy buena correlación, sin embargo, está claro que es muy sensible al cálculo del ascenso máximo, parámetro cuya determinación puede no ser muy precisa.

Por otro lado, el método de Jensen, calculando los parámetros  $a$  y  $b$  con las curvas propuestas, presenta la mejor correlación. Sin embargo, requiere más estudio y comparación con otros datos a fin de validar la determinación de dichos parámetros.

El método de Martín, que es el que cuenta con un mejor sustento teórico, tiene la ventaja de que permite elegir la probabilidad de excedencia. En este caso, dado que Pedersen reporta 0.1% y 1%, se calcularon los mismos casos. La correlación es aceptable y los valores, en general, están del lado de la seguridad. La complicación de este método es el cálculo de la altura de ola y del ascenso máximo, para la probabilidad de excedencia deseada, empleando la distribución de Tayfun, sin embargo, es este el método que, al nivel actual del estado del arte, resulta más recomendable.

En general, no se presentan valores del error muy grandes, salvo en el método de Pedersen modificado, sin embargo, es posible apoyarse en este valor al elegir un método de diseño.

### IV.7 Propuesta de simplificación del método de Martín modificado por Govaere.

En virtud de las ventajas que presenta este método, se buscó una simplificación para probabilidades de excedencia comunes en la práctica, a saber, 1%, 0.1% y 0.01%.

La simplificación que aquí se propone, básicamente afecta el cálculo de la altura de ola y el ascenso máximo, que como ya se dijo, representan la mayor complicación del método debido a la intervención de la distribución de Tayfun.

Al contar con más trabajos para el caso de probabilidad de excedencia de 0.1%, la simplificación se intentó inicialmente con este caso. Se observó que el valor de la  $H_{0.1\%}$  es, al final, la altura cuadrática media aumentada por un factor, de modo que se buscó relacionar este factor con algún parámetro y obtener así una ecuación.

El parámetro encontrado, llamado  $\kappa$ , se define como

$$\kappa = \frac{c^4}{g^2 H_{rms}^2} \quad (\text{ec. 55})$$

$$c = \frac{L}{T_m} \quad (\text{ec. 56})$$

donde

- c      celeridad de onda
- L      longitud de onda a pie de dique.
- $T_m$     periodo medio.

La ecuación que relaciona  $\kappa$  con el factor, F, para una probabilidad de excedencia de 0.1% es

$$F = 2.61 - 13.5957(\kappa)^{-1.3583} \quad (\text{ec. 57})$$

De la misma forma se obtuvieron las siguientes ecuaciones

Para 0.01%

$$F = 3 - 27.7578(\kappa)^{-1.4175} \quad (\text{ec. 58})$$

Para 1%

$$F = 2.14 - 3.4974(\kappa)^{-1.1924} \quad (\text{ec. 59})$$

Como se puede ver son ecuaciones muy sencillas, cuyas constantes decrecen al aumentar la probabilidad de excedencia, lo que puede permitir, a la larga, desarrollar ecuaciones para otras probabilidades de excedencia.

De modo que el método de Martín queda de la siguiente forma:

- Calcular el periodo medio, en caso de no contar con el espectro de oleaje, se recomienda la siguiente expresión propuesta por Goda, 1985

$$T_m = T_p (1 - 0.532 \cdot 3.9^{-0.569}) \quad (\text{ec. 60})$$

donde

$T_m$       periodo medio  
 $T_p$       periodo pico

- Conocido el periodo medio calcular la longitud de ola a pie de dique con la ec. (54).
- Los parámetros  $\lambda$ ,  $H_{rms}$  y  $Ru_{rms}$  se determinan como se explicó en el apartado IV.5.6
- Para el cálculo de la altura de ola y ascenso máximo para la probabilidad deseada se elige la fórmula correspondiente ecs. (57), (58) o (59) y se tiene

$$H_{n\%} = F \cdot H_{rms} \quad (\text{ec. 61})$$

$$Ru_{n\%} = F \cdot Ru_{rms} \quad (\text{ec. 62})$$

Debe notarse que el factor es el mismo para ambos casos.

- La anchura de la lámina de agua sobre el manto queda

$$S = FH_{rms} - \frac{H_{rms} Ac}{Ru_{rms}} \quad (\text{ec. 63})$$

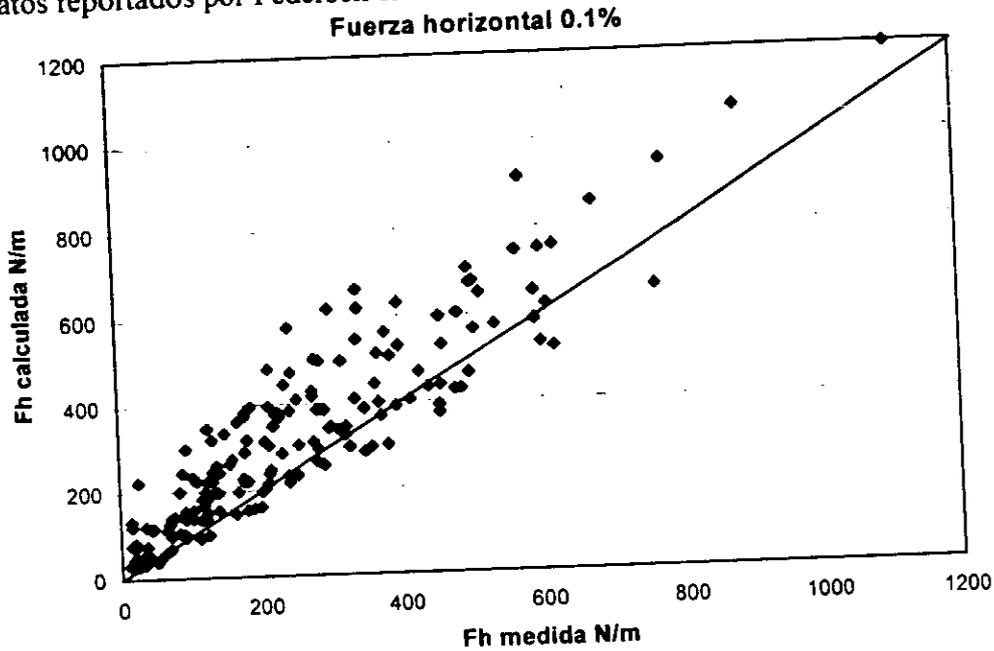
- Para calcular de la presión dinámica, solo cambia el parámetro  $\alpha$

$$\alpha = 2 \frac{Ru_{rms}}{H_{rms}} \cos^2 \beta \cos \theta \quad (\text{ec. 64})$$

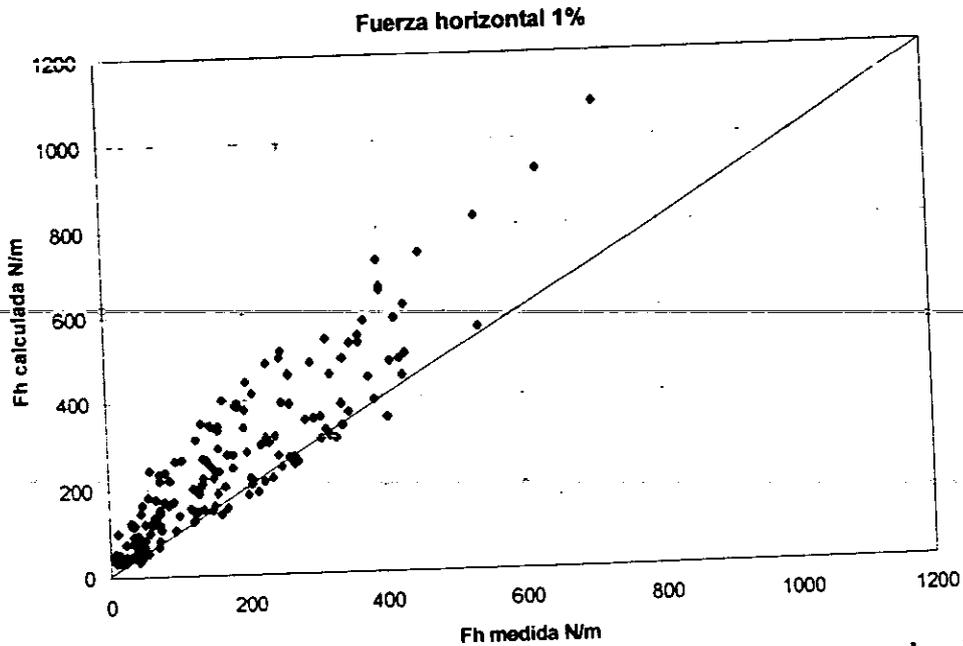
Aquí es interesante notar que este parámetro es el mismo para cualquier probabilidad de excedencia.

- Finalmente se calcula la presión pseudo - hidrostática de la misma forma que en el apartado IV.5.6. Esta presión, al depender de S, queda también afectada por F.

A continuación se muestra la comparación de los resultados que ofrece esta modificación con los datos reportados por Pedersen en 1996



**Fig. 4.30** Comparación de los resultados de la modificación propuesta con los datos de Pedersen, 1996.



**Fig. 4.31** Comparación de los resultados de la modificación propuesta con los datos de Pedersen, 1996.

Como se puede ver son ecuaciones muy sencillas, cuyas constantes decrecen al aumentar la probabilidad de excedencia, lo que puede permitir, a la larga, desarrollar ecuaciones para otras probabilidades de excedencia.

De modo que el método de Martín queda de la siguiente forma:

- Calcular el periodo medio, en caso de no contar con el espectro de oleaje, se recomienda la siguiente expresión propuesta por Goda, 1985

$$T_m = T_p (1 - 0.532 \cdot 3.9^{-0.569}) \quad (\text{ec. 60})$$

donde

$T_m$  periodo medio  
 $T_p$  periodo pico

- Conocido el periodo medio calcular la longitud de ola a pie de dique con la ec. (54).
- Los parámetros  $\lambda$ ,  $H_{rms}$  y  $Ru_{rms}$  se determinan como se explicó en el apartado IV.5.6
- Para el cálculo de la altura de ola y ascenso máximo para la probabilidad deseada se elige la fórmula correspondiente ecs. (57), (58) o (59) y se tiene

$$H_{n\%} = F \cdot H_{rms} \quad (\text{ec. 61})$$

$$Ru_{n\%} = F \cdot Ru_{rms} \quad (\text{ec. 62})$$

Debe notarse que el factor es el mismo para ambos casos.

- La anchura de la lámina de agua sobre el manto queda

$$S = FH_{rms} - \frac{H_{rms} Ac}{Ru_{rms}} \quad (\text{ec. 63})$$

- Para calcular de la presión dinámica, solo cambia el parámetro  $\alpha$

$$\alpha = 2 \frac{Ru_{rms}}{H_{rms}} \cos^2 \beta \cos \theta \quad (\text{ec. 64})$$

Aquí es interesante notar que este parámetro es el mismo para cualquier probabilidad de excedencia.

- Finalmente se calcula la presión pseudo – hidrostática de la misma forma que en el apartado IV.5.6. Esta presión, al depender de S, queda también afectada por F.

- Es importante considerar los materiales de construcción de los diques, ya que, de una correcta elección puede depender la factibilidad económica del mismo.
- Las formulaciones empleadas para determinar el peso de las piezas del manto principal dependen de parámetros cuya determinación es incierta, lo que hace que sus resultados sean poco precisos.
- El cálculo de las piezas del moro y de las capas internas del dique están poco desarrolladas, al grado que solo se cuenta con recomendaciones para su diseño aproximado.
- El uso de los diques berma es muy recomendable ya que, al no tener ecuaciones que tomen en cuenta todos los parámetros, resulta conveniente permitir el movimiento de las piezas, siempre que no se pierda el equilibrio y se ponga en riesgo la estructura.

#### Capítulo IV.

El objeto central de estudio de este trabajo es el diseño de diques con espaldón, así que, luego de haber dedicado el último capítulo a estas estructuras se concluye que:

- Un espaldón es una estructura de comportamiento frágil, esto hace que su fallo suponga el cese de las funciones del dique. Sin embargo, su presencia reduce la acota de coronación del dique, lo que se traduce en una disminución de los costos de construcción.
- El rebase en espaldones puede ser muy peligroso, ya que es común que esta estructura se disponga para dotar al dique de un camino de rodadura.
- El método de Jensen es el más sencillo, sin embargo, presenta el problema de no ofrecer un criterio específico para la determinación de sus parámetros de ajuste. En este trabajo se logró construir curvas para hallarlos, obteniendo resultados aceptables. Así pues, este método, considerando las desventajas que se describieron en su momento, permite evaluar las sollicitaciones horizontales de un espaldón sin mayor problema.
- Por su parte, el método de Pedersen, ofrece resultados medianamente buenos cuando se determinan un valor de ascenso máximo que acomode a la ecuación. Es decir, su dependencia de este parámetro es muy grande por lo que su uso debe ser precavido. Es importante recalcar que la propuesta de utilizar las expresiones de van der Meer y Stam para calcular el ascenso máximo y emplearlo como válido para este método debe ser descartado en virtud de los resultados mostrados en la figura 4.23.
- El método que presenta bases teóricas más completas es el de Martín, solo que es necesario considerar oleaje irregular.
- La modificación de Govaere para el Método de Martín, suple la necesidad mencionada. Ahora la dificultad radica en el desarrollo de la distribución de Tayfun para el cálculo de la altura de ola y el ascenso máximo para la probabilidad de diseño. En este trabajo se propone una simplificación para este método, que consiste precisamente en evitar resolver dicha distribución. Se proponen ecuaciones para las probabilidades de excedencia de 1%, 0.15 y 0.01%. Los resultados que ofrece esta simplificación son muy similares a los de la modificación de Govaere, pero se ha ganado mucho en tiempo y el método es ahora mucho más directo. Como ejemplo, se

---

tiene el parámetro  $\alpha$ , que se debía calcular para cada probabilidad, con la simplificación propuesta, se tiene un mismo  $\alpha$  para cualquier probabilidad si las condiciones geométricas y del oleaje no cambian.

## FUTURAS LINEAS DE TRABAJO.

Este trabajo busca avanzar en el estado del arte del diseño de espaldones en diques de piezas sueltas, sin embargo, queda mucho camino por recorrer, por lo que se recomiendan las siguientes líneas de trabajo

- Debe abundarse en el estudio del ascenso y descenso máximos. En el caso del primero, han de hallarse, para la ecuación de Losada, valores de  $A_u$  y  $B_u$  para casos intermedios de porosidad, sobre todo si se toma en cuenta que un dique puede ser construido con material de desecho. Por lo que respecta al descenso, no se cuenta con una formulación que ofrezca resultados aceptables.
- Las más recientes investigaciones en rebase (Franco et al, 1999) muestran que es mejor cuantificarlo como volumen de rebase por ola en lugar de descarga media, por tanto es necesario buscar relaciones ente ambas formas a fin de presentar valores críticos y máximos admisibles en función del volumen.
- Se recomienda desarrollar ensayos de laboratorio para mejorar la determinación de los coeficientes de transmisión y reflexión.
- En lo referente a estabilidad del manto principal, se deben buscar parámetros de más fácil determinación, para mejorar los resultados del diseño. Además de estudiar más a fondo el diseño de morros y capas interiores del dique.
- El tema del diseño de espaldones tiene todavía mucho que dar, se recomienda, en función de lo aquí propuesto: validar, ya sea con datos reportados o con nuevos trabajos de laboratorio, las curvas propuestas para los parámetros de ajuste del método de Jensen. Este método requiere también que se identifique el punto de aplicación de la fuerza calculada y que se relacione ésta con alguna característica del dique para proponer el cálculo de las subpresiones.
- La simplificación propuesta para el método de Martín debe verificarse también, además de buscar ecuaciones para otras probabilidades, con la finalidad de no limitar las potencialidades de la formulación.

**BIBLIOGRAFÍA**

1. Ahrens, J. "*Characteristics of reef breakwaters*". En *Technical report*. CERC. 1987.
2. CIRIA/CUR (1991). *Manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering*. Publicación conjunta Holanda - Inglaterra.
3. CFE(1999) Normas para diseño de estructuras de protección marítima, en obras de toma y descarga de centrales termoeléctricas. México.
4. Franco C. y Franco, L. "*Overtopping formulas for caisson breakwaters with nonbreaking 3D waves*". En *Journal of waterway, port, coastal and ocean engineering*. Vol. 125, N° 2. ASCE. EUA, 1999.
5. Franco, L., de Gerlioni, M. y van der Meer, J. "*Wave overtopping on vertical and composite breakwaters*". En *Vertical breakwaters*. Publicación N° 487. Delft Hydraulics. Holanda, 1995.
6. García, A. Sobre el diseño geométrico y mecánico de diques rompeolas. Tesis de Maestría. UNAM. México, 1999.
7. Goda Y. Random seas and design of maritime structures. Universidad de Tokio. Japón, 1985.
8. Goda, Y. "*Diffraction diagrams for directional random waves*". En *Procedures of the 16<sup>th</sup> Conference*. Coastal Engineering. 1978.
9. Govaere, G.A. Acción del oleaje sobre estructuras marítimas no rebasables. Tesis de Maestría. UNAM. México, 1997.
10. Günbak, A. Rubble mound breakwaters. Div. Port and Ocean Engineering, The Norwegian Institute of Technology. Noruega, 1979.
11. Jensen, O. A monograph on rubble mound breakwaters. Danish Hydraulic Institute. Dinamarca, 1984.
12. Jensen et al. "*Breakwater stability under regular and irregular wave attack*". En *Coastal Engineering*. Vol. 2. EUA, 1996.
13. Losada, M.A. y Desiré, J.M. "*Functional comparisson of breakwater armour units*". En *International Symposium on Maritimal Structures in the Mediterranean Sea*. Grecia, 1984.

14. Losada, M.A. y Giménez – Curto. "Flow characteristics on rough, permeable slopes under wave action". En Coastal Engineering. Elsevier Scientific Publishing Company. Holanda, 1982.
15. Losada, M.A., Martín, F. y Medina, R. "Wave kinematics and dynamics in front of reflective structures". En Wave forces on inclined and vertical wall structures. ASCE. EUA, 1995.
16. Martín, F.L. Estudio hidrodinámico de la interacción de ondas de gravedad con estructuras reflejantes. Tesis Doctoral. Universidad de Cantabria. España, 1994.
17. Martín, F., Vidal, C., Losada, M.A. y Medina, R. "Un método para el cálculo de las acciones del oleaje sobre los espaldones de los diques rompeolas". En Ingeniería del agua. Vol. 2, Nº 3. España, 1995.
18. Numata, A. "Laboratory formulation for transmission and reflection at permeable breakwaters of artificial blocks". En Coastal Engineering in Japan. Vol. XIX. 1976.
19. Pedersen, J. Wave forces and overtopping on crown walls at rubble mound breakwaters. Universidad de Aalborg. Dinamarca, 1996.
20. Pedersen, J. y Burcharth, H.F. "Wave forces on crown walls". En Procedures of the International conference on Coastal Engineering. ASCE. Italia, 1992.
21. Pedrozo, A. Análisis frecuencial y temporal del oleaje. Tesis. UNAM. México. 1999.
22. Pohl, R. "Estimation of wave overtopping rates for irregular waves". En Journal of waterway, port, coastal and ocean engineering. Vol. 125, Nº 5. ASCE. EUA, 1999.
23. Silva, R. Diseño de estructuras marítimas. I de I, UNAM. México, 1998.
24. Silva, R. Hidráulica marítima. Apuntes. DEPI, UNAM. México, 1998.
25. Silva, R., Govaere, G. y Martín, F. "A statistical tool for breakwater design". En Coastal engineering 98. ASCE. Dinamarca, 1998.
26. Silva, R., Martín, F. y Govaere, G. "Irregular wave forces on crown walls". En Ocean wave measured and analysis. Vol II. ASCE. EUA, 1998.
27. SPM (1994). Shore protection manual. US Army corporation of engineering, Coastal engineering research center. EUA.
28. Tayfun, M.A. "Breaking – limited wave heights". En Journal of waterway, port, coastal and ocean engineering. Vol. 107, Nº 2. EUA, 1981.

29. Van der Meer, J.W. *Conceptual design of rubble mound breakwaters*. Publicación 483, Delft Hydraulics. Holanda, 1993.
30. Van der Meer, J., d'Angermond, K. y Juhl, J. "Probabilistic calculations of wave forces on vertical structures". En *Vertical breakwaters*. Publicación N° 487. Delft Hydraulics. Holanda, 1995.
31. Van der Meer, J.W. y Stam, C.J. "Wave run up on smooth and rock slopes of coastal structures". En *Journal of waterway, port, coastal and ocean engineering*. Vol. 118, N° 5. EUA, 1992.
32. Vidal, C., Losada, M.A. y Mansard. "Suitable wave height parameters for characterising breakwater stability". En *Journal of waterway, port, coastal and ocean engineering*. Vol. 107, N° 2. EUA, 1995.

## ANEXO I. TEORÍA LINEAL.

Gran parte de las teorías que tratan de explicar y modelar el comportamiento del oleaje, tienen su fundamento en la teoría lineal. Es por ello que en las tablas A.1, A.2 y A.3 se presentan las tablas resumen, para aguas intermedias, someras y profundas, de las expresiones que propone la teoría lineal (o de Airy) para este fin.

Longitud de onda	$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh(kh)$
Celeridad	$C = \frac{L}{T} = \frac{\sigma}{k} = \frac{gT}{2\pi} \tanh(kh)$
Celeridad de grupo	$C_g = nC = \frac{C}{2} \left( 1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh} \right)$
Velocidad de las partículas:	
Horizontal	$u = -\frac{\partial \phi}{\partial x} = \frac{agk \cosh k(h+z)}{\sigma \cosh kh} \cos(kx - \sigma t)$
Vertical	$w = \frac{\partial \phi}{\partial z} = \frac{agk \sinh k(h+z)}{\sigma \cosh kh} \sin(kx - \sigma t)$
Aceleración de las partículas:	
Horizontal	$a_x = \frac{\partial u}{\partial t} = agk \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} \sin(kx - \sigma t)$
Vertical	$a_z = \frac{\partial w}{\partial t} = -agk \frac{\sinh k(h+z)}{\cosh kh} \cos(kx - \sigma t)$
Desplazamiento de las partículas:	
Horizontal	$\zeta = \int u dt = -a \frac{gk \cosh k(h+z)}{\sigma^2 \cosh kh} \sin(kx - \sigma t)$
Vertical	$\xi = \int w dt = a \frac{gk \sinh k(h+z)}{\sigma^2 \cosh kh} \cos(kx - \sigma t)$

<p>Presión total (hidrostática - dinámica)</p>	$p = -\rho g z + \rho g \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} \cos(kx - \sigma t)$
<p>Flujo de energía</p>	$\bar{F} = \left( \frac{1}{8} \rho g H^2 \right) \frac{\sigma}{k} \left[ \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh} \right) \right]$

Tabla A.1 Resumen de las características del oleaje para aguas intermedias.

<p>Longitud de onda</p>	$L = T \sqrt{gh}$
<p>Celeridad</p>	$C = \frac{L}{T} = \sqrt{gh}$
<p>Celeridad de grupo</p>	$C_g = C = \sqrt{gh}$
<p>Velocidad de las partículas:  Horizontal  Vertical</p>	$u = a \sqrt{\frac{g}{h}} \cos(kx - \sigma t)$ $w = a \sigma \left( 1 + \frac{z}{h} \right) \sin(kx - \sigma t)$
<p>Aceleración de las partículas:  Horizontal  Vertical</p>	$a_x = a \sigma \sqrt{\frac{g}{h}} \sin(kx - \sigma t)$ $a_z = -a \sigma^2 \left( 1 + \frac{z}{h} \right) \cos(kx - \sigma t)$

Desplazamiento de las partículas:	
Horizontal	$\zeta = -a\sigma\sqrt{\frac{g}{h}}\sin(kx - \sigma t)$
Vertical	$\xi = a\left(1 + \frac{z}{h}\right)\cos(kx - \sigma t)$
Presión total (hidrostática + dinámica)	$p = -\rho g z + \rho g \eta$
Flujo de energía	$\bar{F} = \left(\frac{1}{8}\rho g H^2\right)\sqrt{gh}$

Tabla A.2 Resumen de las características del oleaje para aguas someras.

Longitud de onda	$L = \frac{gT^2}{2\pi}$
Celeridad	$C = \frac{gT}{2\pi}$
Celeridad de grupo	$C_g = \frac{C}{2}$
Velocidad de las partículas:	
Horizontal	$u = a\sigma e^{kz}\cos(kx - \sigma t)$
Vertical	$w = a\sigma e^{kz}\sin(kx - \sigma t)$
Aceleración de las partículas:	
Horizontal	$a_x = a\sigma^2 e^{kz}\sin(kx - \sigma t)$
Vertical	$a_z = -a\sigma^2 e^{kz}\cos(kx - \sigma t)$

Desplazamiento de las partículas:  Horizontal  Vertical	$\zeta = -ae^{kz} \sin(kx - \sigma)$ $\xi = ae^{kz} \cos(kx - \sigma)$
Presión total (hidrostática + dinámica)	$p = -\rho gz + \rho g \eta e^{kz}$
Flujo de energía	$\bar{F} = \left( \frac{1}{8} \rho g H^2 \right) \frac{1}{2} C$

**Tabla A.3 Resumen de las características del oleaje para aguas profundas.**