



01162

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

Facultad de Ingeniería

**ACCIÓN DEL OLEAJE
SOBRE ESTRUCTURAS MARÍTIMAS NO REBASABLES**

PRESENTA

GEORGES ANDRÉ GOVAERE VICARIOLI

DIRECTOR DE TESIS

Dr. RODOLFO SILVA CASARIN

TESIS

PRESENTADA A LA DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE
POSGRADO DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
DE LA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

COMO REQUISITO PARA OBTENER
EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA
(HIDRÁULICA)

CIUDAD UNIVERSITARIA

MÉXICO, D.F.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

AGOSTO 1997



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

AGRADECIMIENTOS

Al Dr. Gabriel Echávez, gracias por su ayuda y sus consejos a lo largo de la maestría.

Al Dr. Rodolfo Silva mi más sincero agradecimiento por la guía y el apoyo recibido en la elaboración de este trabajo.

Al Instituto de Ingeniería.

A mis profesores de la DEPEI.

A mis amigos.

A mi madre

Dra. Giuliana Vicarioli

RESUMEN

En este trabajo, se presentan las principales metodologías empleadas actualmente para el diseño de diques rompeolas no rebasables: el análisis del oleaje, la determinación del ascenso máximo del agua sobre un talud, las fuerzas que se producen contra las estructuras de coronación y finalmente la determinación del peso de las piezas que conforman el manto principal de un dique.

Se revisan las formas de representar un estado de mar, ya sea espectral o estadísticamente. Se presentan las distribuciones de probabilidad y de densidad espectral más contrastadas y utilizadas en nuestros días. Se estudia de igual manera la influencia que puede tener el factor de agrupamiento en el comportamiento del oleaje.

Luego se analiza el fenómeno del ascenso y descenso máximo del agua sobre un talud rugoso. La mayor parte de los ensayos efectuados en esta área se han realizado con oleaje regular y no con el irregular, que es el que se presenta en la naturaleza. Ya que el movimiento del agua sobre el talud está directamente relacionado con el oleaje incidente, se hace uso de las distribuciones de probabilidad de altura de ola como distribuciones de probabilidad del ascenso y descenso máximo del agua sobre el talud. Se propone la distribución de probabilidad presentada por Tayfun para representar adecuadamente el fenómeno del ascenso máximo para la condición de oleaje irregular. Esto se confirma al comparar los resultados obtenidos por este método con datos experimentales realizados con oleaje irregular.

Se describen brevemente los métodos más utilizados para evaluar las fuerzas que actúan sobre diques verticales o reflejantes. Se da especial interés en el método para encontrar las sollicitaciones sobre un espaldón propuesto por Martín et al., este método esta originalmente planteado para el caso de oleaje regular. Se utilizan los resultados obtenidos en la estimación del ascenso máximo sobre el talud para poder aplicar directamente el método de Martín et al. al oleaje irregular. Los resultados obtenidos muestran que la metodología sugerida da muy buenos resultados y se reduce significativamente el tiempo de cálculo.

Para la estimación del peso de las piezas del talud principal se estudian dos de las metodologías más utilizadas actualmente: la propuesta por Losada et al. y la de Van der Meer. Mediante un ejemplo numérico, se estudiaron los resultados de ambos métodos al ir variando la profundidad del agua al pie del dique desde aguas profundas hasta aguas someras. El efecto de la profundidad se toma en cuenta mediante la distribución de Tayfun, la cual incluye el efecto de rotura del oleaje por la presencia del fondo marino. En aguas profundas los dos métodos dieron resultados similares, pero en aguas someras la metodología propuesta por Losada permite una significativa reducción del peso de las piezas.

ÍNDICE

ÍNDICE.....	I
LISTA DE SIMBOLOS.....	V
LISTA DE TABLAS.....	X
LISTA DE FIGURAS.....	XI
1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 INTRODUCCIÓN	3
1.2 OBJETIVOS	4
1.3 DESCRIPCIÓN Y ORGANIZACIÓN DEL ESTUDIO	5
2. ANÁLISIS DEL OLEAJE	9
2.1 INTRODUCCIÓN	11
2.2 TIPOS DE OLEAJE	14
2.2.1 Oleaje Sea u oleaje local	14
2.2.2 Oleaje tipo Swell u oleaje distante	14
2.3 PARÁMETROS ESPECTRALES Y ESTADÍSTICOS.....	16
2.4 FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN DEL OLEAJE	20
2.4.1 Distribuciones de alturas de ola	20
2.4.2 Distribuciones de periodo y altura de ola	23
2.4.3 Distribuciones de periodos de olas.....	27
2.5 DISTRIBUCIONES ESPECTRALES.....	29
2.5.1 Espectro Pierson - Moskowitz	30
2.5.2 Espectro JONSWAP	30
2.5.3 Espectro TMA	34
2.6 FACTOR DE AGRUPAMIENTO.....	35
2.7 COMPARACIÓN NUMÉRICA DE RESULTADOS.....	38
2.8 CONCLUSIONES Y OBSERVACIONES	46

3. ASCENSO MÁXIMO Y DESCENSO MÁXIMO.....	47
3.1 INTRODUCCIÓN	49
3.2 CARACTERÍSTICAS DEL FLUJO SOBRE EL TALUD.....	52
3.3 HIPÓTESIS DE EQUIVALENCIA	54
3.4 MÉTODOS DE TRABAJO.....	55
3.4.1 Método experimental de referencia	55
3.4.2 Método ola a ola.....	55
3.4.3 Evaluación del ascenso máximo y descenso máximo via desarrollo teórico.....	57
3.4.4 Método ola a ola utilizando la fórmula de Losada.....	59
3.4.5 Aproximación ingenieril.....	60
3.5 MEDIDAS DEL RUN UP Y RUN DOWN Y COMPARACIÓN ENTRE LOS DIFERENTES MÉTODOS PROPUESTOS. .	62
3.6 COMPARACIÓN DEL MÉTODO PROPUESTO CON UN MÉTODO AMPLIAMENTE UTILIZADO: MÉTODO DE VAN DER MEER.....	73
3.6.1 Método de cálculo propuesto por Van der Meer.....	73
3.6.2 Metodología aplicada para realizar la comparación.....	75
3.6.3 Ejemplo de cálculo.....	75
3.6.4 Comparación de los resultados de los dos métodos.....	77
3.7 CONCLUSIONES.....	79
4. ESTRUCTURAS VERTICALES O REFLEJANTES.....	81
4.1 ESTRUCTURAS REFLEJANTES O VERTICALES	83
4.1.1 Dique Vertical	83
4.1.2 Dique Mixto	84
4.1.3 Espaldones.....	84
4.2 TIPOS DE FALLA.....	85
4.3 CRITERIOS DE ESTABILIDAD.....	88
4.4 MÉTODOS DE CÁLCULO DE FUERZAS SOBRE ESTRUCTURAS REFLEJANTES	89
4.4.1 Teoría Lineal	89
4.4.2 Método de cálculo de Nagai.....	89
4.4.3 Método de Goda.....	90
4.4.4 Método de Günbak y Gökce.....	92

4.4.5 Método de Jensen	93
4.5 MÉTODO DE CÁLCULO DE ESTABILIDAD DE ESPALDONES PROPUESTO POR MARTÍN ET AL. (1995)	94
4.5.1 Condiciones de aplicación del método	94
4.5.2 Presión dinámica	95
4.5.3 Presión Pseudohidrostática	98
4.5.4 Subpresión	98
4.6 APLICACIÓN DE LA PROPUESTA INGENIERIL AL MÉTODO DE CÁLCULO DE ESPALDONES	100
4.6.1 Aplicación del método	101
4.6.2 Cálculo de la presión dinámica	104
4.6.3 Cálculo de la presión pseudohidrostática	104
4.7 CONCLUSIONES	108
5. ESTABILIDAD DE PIEZAS DEL MANTO PRINCIPAL.....	109
5.1 INTRODUCCIÓN	111
5.2 CRITERIOS DE AVERÍA	112
5.3 PARÁMETROS QUE INFLUYEN EN EL PROCESO DE CÁLCULO	115
5.4 FÓRMULAS DE DISEÑO DEL TRONCO DEL DIQUE	117
5.5 INFLUENCIA DE OTROS PARÁMETROS NO CONTEMPLADOS EN LAS FORMULACIONES	124
5.5.1 Ángulo de incidencia del oleaje	124
5.5.2 Profundidad del agua a pie de dique	124
5.5.3 Ángulo del talud	125
5.5.4 Forma de colocación de piezas	127
5.5.5 Permeabilidad del dique	127
5.6 DISEÑO DEL MORRO	129
5.6.1 Recomendaciones de diseño	130
5.7 MÉTODO DE VAN DER MEER	132
5.8 COMPARACIÓN ENTRE LOS MÉTODOS DE VAN DER MEER Y EL DE LOSADA ET AL.	134
5.9 CONCLUSIONES Y OBSERVACIONES	139

6. CONCLUSIONES Y FUTURAS LINEAS DE TRABAJO.....	141
6.1 CONCLUSIONES	143
6.2 FUTURAS LINEAS DE TRABAJO.....	148
 BIBLIOGRAFÍA.....	 149

Anexos

1. DESCRIPCIÓN DEL MODELO NUMÉRICO DE FLUJO SOBRE TALUD RBREAK	155
1.1 ECUACIONES GENERALES	157
1.2 MÉTODO NUMÉRICO	160
1.3 PERFIL DEL OLEAJE INCIDENTE.....	161
1.4 CÁLCULOS ESTADÍSTICOS	162

LISTA DE SIMBOLOS

- a** Coeficiente de Ahrens y Hiembaugh utilizado para estimar el ascenso máximo para oleaje regular.
- Parámetro utilizado por Van der Meer para evaluar el ascenso máximo para oleaje irregular.
- b** Coeficiente de Ahrens y Hiembaugh utilizado para estimar el ascenso máximo para oleaje regular.
- Parámetro utilizado por Van der Meer para evaluar el ascenso máximo para oleaje irregular.
- c** Parámetro utilizado por Van der Meer para evaluar el ascenso máximo para oleaje irregular.
- Celeridad de la onda.
- d** Parámetro utilizado por Van der Meer para evaluar el ascenso máximo para oleaje irregular.
- Profundidad del agua.
- f** Frecuencia.
- f_m** Frecuencia media del espectro.
- f_p** Frecuencia pico del espectro.
- g** Aceleración de la gravedad.
- h** Profundidad del agua.
- k** Número de onda.
- m_n** Momento espectral de orden "n".

-
- x** Fetch.
- x_r** Distancia radial al ojo de un huracán.
- Ac** Cota de la berma de un manto de bloques o escollera.
- Ad** Coeficiente utilizado en la fórmula de Losada para evaluar el descenso máximo para oleaje regular.
- Au** Coeficiente utilizado en la fórmula de Losada para evaluar el ascenso máximo para oleaje regular.
- AI** Avenia de Iribarren
- B** Ancho de brema.
- Bd** Coeficiente utilizado en la fórmula de Losada para evaluar el descenso máximo para oleaje regular.
- Bu** Coeficiente utilizado en la fórmula de Losada para evaluar el ascenso máximo para oleaje regular.
- C_f** Coeficiente de fricción.
- C.S.** Coeficiente de seguridad.
- D** Destrucción.
- D_{n 50}** Diámetro nominal de las piezas del manto principal.
- E** Energía del oleaje.
- F_{0.1%}** Fuerza con probabilidad de excedencia del 0.1%.
- GF** Factor de agrupamiento.
- H** Altura de ola.
- H_i** Altura de ola incidente.
- H_{mo}** Altura de ola estimada a partir del momento de orden 0.

-
- H_{rms}** Altura de ola cuadrática media.
- H_s** Altura de ola significativa.
- $H_{x\%}$** Altura de ola con una probabilidad de excedencia del $x\%$.
- $H_{1/10}$** Altura de ola promedio de la décima parte de las mayores olas.
- $H_{1/100}$** Altura de ola promedio de la centésima parte de las mayores olas.
- \bar{H}** Altura media de ola.
- I_r** Número de Iribarren
- $I_{r\text{crit}}$** Número de Iribarren crítico, donde se presenta el mínimo de estabilidad de las piezas del manto principal.
- $I_{r\text{rms}}$** Numero de Iribarren cuadrático medio.
- I_r** Número de Iribarren definido a partir del H_s .
- IA** Inicio de avería.
- ID** Inicio de destrucción.
- L** Longitud de onda.
- Le** Lado equivalente de las piezas del manto principal.
- Lo** Longitud de onda en aguas profundas.
- L_p** Longitud de onda asociada al periodo pico.
- N** Número de Tayfun
- Número de olas de un estado de mar.
- N_s** Número de olas de un estado de mar.
- N_e** Número de estabilidad.
- NMM** Nivel medio del mar.

-
- P_d Presión dinámica.
- P_h Presión pseudo-hidrostática.
- Q_p Parámetro de agudeza de pico espectral.
- R_d Descenso máximo del agua.
- $R_{d\text{ rms}}$ Descenso máximo cuadrático medio.
- R_U Ascenso máximo del agua.
- $R_{U\text{ rms}}$ Ascenso máximo cuadrático medio.
- $R_{U\text{ x\%}}$ Ascenso máximo con una probabilidad de excedencia de $x\%$.
- S Nivel de daño.
- S_b Pendiente de la playa.
- S_{kw} Factor de asimetría.
- S_p Fórmula de Phillips
- T Período de onda.
- T_c Período de onda calculado como el tiempo transcurrido entre dos crestas.
- T_p Período pico.
- T_r Período de onda encontrado por el método de pasos ascendentes por cero.
- T_{01} Período medio estimado a partir de los momentos espectrales de orden 0 y 1.
- T_{02} Período medio estimado a partir de los momentos espectrales de orden 0 y 2.
- \bar{T} Período medio.
- U_x Velocidad del viento a x metros sobre el NMM

α	Ángulo de inclinación del talud.
β	Ángulo de incidencia del oleaje.
λ	Parámetro utilizado para calcular la presión dinámica en el método de Martin.
ϵ	Parámetro de anchura espectral.
γ	Peso específico. Factor de forma de pico del espectro.
ϕ_j	Factor de forma del espectro JONSWAP.
ϕ_{PM}	Factor de forma del Pierson-Moskowitz.
η	Superficie del agua.
μ	Viscosidad dinámica.
ν	Parámetro de anchura espectral. Parámetro para el cálculo de la presión pseudohidrostática.
θ	Ángulo de inclinación del talud en radianes.
ρ	Densidad.
ρ_s	Densidad de las piezas del manto principal.
ρ_w	Densidad del agua de mar.
σ_ω σ_b	Anchura de pico espectral.
Ψ	Función de estabilidad.
Ψ_{max}	Valor máximo de asume la función de estabilidad.
ω	Velocidad angular.

-
- α Ángulo de inclinación del talud.
- β Ángulo de incidencia del oleaje.
- λ Parámetro utilizado para calcular la presión dinámica en el método de Martin.
- ε Parámetro de anchura espectral.
- γ Peso específico.
- Factor de forma de pico del espectro.
- ϕ_j Factor de forma del espectro JONSWAP.
- ϕ_{PM} Factor de forma del Pierson-Moskowitz.
- η Superficie del agua.
- μ Viscosidad dinámica.
- ν Parámetro de anchura espectral.
- Parámetro para el cálculo de la presión pseudohidrostática.
- θ Ángulo de inclinación del talud en radianes.
- ρ Densidad.
- ρ_s Densidad de las piezas del manto principal.
- ρ_w Densidad del agua de mar.
- σ_ω, σ_b Anchura de pico espectral.
- Ψ Función de estabilidad.
- Ψ_{max} Valor máximo de asume la función de estabilidad.
- ω Velocidad angular.

Indice de tablas

	Página
Tabla 3.1 Desviación estándar de todos los métodos con respecto a valores experimentales	72
Tabla 3.2 Parámetros para el método de Van der Meer.	74
Tabla 4.1 Parámetros de los estados de mar utilizados en la simulación	100
Tabla 4.2 Resultados de la aplicación del método propuesto para los distintos estados de mar	106
Tabla 5.1 Valores del parámetro de daño S para diferentes niveles de avería, para diques no rebasables de talud recto con un talud principal formado por dos capas.	113
Tabla 5.2 Parámetros de ajuste del modelo exponencial para la función de estabilidad, factores para la banda de confianza superior del 95 % y valores máximos posibles de Ψ para la banda de confianza del 95%.	118
Tabla 5.3 Valores máximos de la función de estabilidad para bloques paralelepípedos, según Losada y Desiré (1985)	120
Tabla 5.4 Valores de ángulo de talud óptimo para la estabilidad de piezas del manto principal, para varios tipos de piezas.	126
Tabla 5.5 Factores de incremento de peso para piezas en el morro. Ensayos realizados con bloques cúbicos y talud con $\cot \alpha = 2$.	131

Índice de figuras

	Página
Figura 2.1 Espectro tipo TMA. _____	38
Figura 2.2 Comparación entre el periodo medio y el factor de agrupamiento. _____	40
Figura 2.3 Comparación entre el factor de agrupamiento y diferentes alturas de oleaje representativas. _____	40
Figura 2.4 Distribución de probabilidad de periodos de ola para diferentes factores de agrupamiento. _____	41
Figura 2.5 Diferentes distribuciones de densidad de probabilidad teórica de periodos de ola _____	41
Figura 2.6 Comparación entre diferentes distribuciones de probabilidad teóricas y numéricas de periodos de ola. _____	42
Figura 2.7 Distribución de probabilidad de altura de ola para diferentes factores de agrupamiento _____	42
Figura 2.8 Diferentes distribuciones de densidad de probabilidad teórica de alturas de ola. _____	43
Figura 2.9 Comparación entre diferentes distribuciones de probabilidad teóricas y numéricas de alturas de ola. _____	43
Figura 2.10 Distribución de densidad de probabilidad conjunta altura - periodo de ola para G.F. = 0.77, G.F = 0.61 y G.F.= 0.47. _____	44
Figura 2.11 Distribución de densidad de probabilidad conjunta altura de ola - periodo, Bretschneider, (1964) ; Cavanié et. al. (1976) ; Longuet-Higgins, (1983). _____	45
Figura 3.1 Representación el fenómeno del ascenso máximo y descenso máximo. _____	52

Figura 3.2 Gráfica utilizada para determinar Au y Bu según datos reportados por Losada (1988).	58
Figura 3.3 Gráfica utilizada para determinar Ad y Bd según datos reportados por Losada (1988).	58
Figura 3.4 Espectro de saturación (GF = 0.61).	62
Figura 3.5 Probabilidad de excedencia para diferentes factores de agrupamiento.	63
Figura 3.6 Probabilidad de excedencia para diferentes factores de agrupamiento.	63
Figura 3.7 Probabilidad de excedencia del run up bajo el método ola-ola.	64
Figura 3.8 Probabilidad de excedencia del run down bajo el método ola-ola.	64
Figura 3.9 Ascenso máximo y descenso máximo contra Ir.	65
Figura 3.10 Probabilidad de excedencia del run up bajo el método teórico.	66
Figura 3.11 Probabilidad de excedencia del run down bajo el método teórico.	66
Figura 3.12 Probabilidad de excedencia del run up bajo el método ola - ola.	67
Figura 3.13 Probabilidad de excedencia del run down bajo el método ola - ola.	67
Figura 3.14 Probabilidad de excedencia del run up bajo los métodos ingenieriles.	68
Figura 3.15 Probabilidad de excedencia del run up bajo los métodos ingenieriles.	68
Figura 3.16 Run up medido (G.F. 0.77) contra calculado, para todos los métodos.	69
Figura 3.17 Run up medido (G.F. 0.61) contra calculado, para todos los métodos.	69
Figura 3.18 Run up medido (G.F. 0.47) contra calculado, para todos los métodos.	70
Figura 3.19 Run down medido (G.F. 0.77) contra calculado, para todos los métodos.	70
Figura 3.20 Run down medido (G.F. 0.61) contra calculado, para todos los métodos.	71
Figura 3.21 Run down medido (G.F. 0.47) contra calculado, para todos los métodos.	71

Figura 3.22 Run up adimensional contra Iribarren para diferentes probabilidades de excedencia según Van der Meer et al (1988).	74
Figura 3.23 $Ru_{p,} / H_s$ vs I_r para dique permeable.	77
Figura 3.24 $Ru_{p,} / H_s$ vs I_r para dique impermeable.	78
Figura 3.25 Comparación del método propuesto contra el propuesto por Van der Meer.	78
Figura 4.1 Esquema de un dique vertical.	83
Figura 4.2 Esquema de un dique mixto.	84
Figura 4.3 Esquema de un espaldón.	85
Figura 4.4 Nomenclatura utilizada por Goda.	91
Figura 4.5 Esquema de presiones utilizado por Günbak.	92
Figura 4.6 Región de aplicación del método si $I_r < 3.1$.	95
Figura 4.7 Esquema de las leyes de presión sobre un espaldón.	96
Figura 4.8 Valores de λ respecto a B / L .	97
Figura 4.9 Valores de μ respecto a n y H/L .	98
Figura 4.10 Esquema del Dique de Ciervana.	100
Figura 4.11 Fuerza horizontal al 0.1 % de excedencia contra H_s .	101
Figura 4.12 Fuerza horizontal al 0.1 % de excedencia contra H_s .	107
Figura 5.1 Ejemplo de niveles de Avería para un manto principal formado por tres capas de piezas.	113
Figura 5.2 Curvas de ajuste de la función de estabilidad para escolleras e inicio de avería. De Losada y Giménez-Curto (1979).	119
Figura 5.3 Curvas de ajuste de la función de estabilidad para bloques paralelepípedos e inicio de avería. De Losada y Giménez-Curto (1979).	119

-
- Figura 5.4 Curvas de ajuste de la función de estabilidad para tetrápodos e inicio de avería. De Losada y Giménez-Curto (1979). _____ 120
- Figura 5.5 Curvas de diseño para la función de estabilidad para bloques paralelepípedicos de concreto e inicio de avería. De Losada y Desiré (1985). _____ 121
- Figura 5.6 Curvas de diseño para la función de estabilidad para bloques paralelepípedicos de concreto avería de Iribarren. De Losada y Desiré (1985). _____ 121
- Figura 5.7 Curvas de diseño para la función de estabilidad para bloques paralelepípedicos de concreto y destrucción. De Losada y Desiré (1985). _____ 122
- Figura 5.8 Curvas de diseños para la función de estabilidad para escollera y sin daño. De Losada y Desiré (1985). _____ 122
- Figura 5.9 Curvas de diseños para la función de estabilidad para tetrápodos, inicio de avería. De Losada y Desiré (1985). _____ 123
- Figura 5.10 Representación esquemática de la estabilidad contra el ángulo del talud para piezas que desarrollan poca trabazón. _____ 126
- Figura 5.11 Representación esquemática de la estabilidad contra el ángulo del talud para piezas que desarrollan mucha trabazón. _____ 126
- Figura 5.12 Evolución de la avería con la altura de ola, para núcleos de dique con distintas permeabilidades. De Bruun y Johannesson (1974). _____ 128
- Figura 5.13 Variación del número de estabilidad para dolos y escollera en el morro para inicio de avería. _____ 129
- Figura 5.14 Zona de iniciación de avería en el morro según Vidal (1991). _____ 130
- Figura 5.15 Altura de ola contra número de Iribarren para varios niveles de daño (cálculos realizados con $D=1\text{m}$, $\Delta=2.6$, $P=0.5$ y $N=3000$). _____ 133
- Figura 5.16 Variación del peso de las piezas del manto principal con la profundidad del agua a pie de dique para los métodos propuestos por Van der Meer y Losada et al ($H_s = 2.121\text{ m}$). _____ 136
- Figura 5.17 Variación del peso de las piezas del manto principal con la profundidad del agua a pie de dique para los métodos propuestos por Van der Meer y Losada et al ($H_s = 1\text{ m}$). _____ 137

Figura 5.18 Variación de peso de piezas adimensional con la profundidad relativa para los métodos propuestos por Van der Meer y Losada et al. _____ 137

CAPÍTULO I
INTRODUCCIÓN

1. INTRODUCCIÓN

1.1 INTRODUCCIÓN

Para la protección de puertos y playas, normalmente son utilizadas obras tales como los diques o rompeolas, que por lo general son muy costosos. El manejo adecuado de los factores que influyen en su diseño ayudará a construir estructuras más confiables y no tan gravosas. Dos de los factores más importantes para el diseño son el ascenso máximo del agua sobre el talud (R_u) y el descenso máximo (R_d).

El ascenso máximo determina la magnitud del francobordo o bordo libre necesario para evitar rebases en diques, rompeolas, escolleras, etc. El conocer con bastante precisión la magnitud del ascenso máximo esperado permite considerar una altura del bordo libre suficiente para dar una adecuada protección, pero al mismo tiempo que sea lo más bajo posible para disminuir los costos.

El descenso máximo ayuda a determinar la distancia máxima debajo del nivel medio del agua en que se tendrán las mayores velocidades del agua y donde se deben de colocar las piezas de mayor peso. Las piezas necesarias en un rompeolas (rocas o piezas artificiales) pueden llegar a pesar varias decenas de toneladas para resistir el oleaje sin moverse, por lo que conocer el descenso máximo puede disminuir en gran medida los costos de la obra sin comprometer su seguridad.

Para evaluar correctamente el ascenso y descenso máximos es necesario conocer el oleaje que lo genera, por lo que antes de estudiar el flujo en el talud, se revisarán las aproximaciones de tipo analítico más utilizadas al estudiar un estado de mar, ya sea estadística o espectralmente.

Con objeto de disminuir costos de construcción y aprovechar la estructura para otros fines, se revisan las fórmulas más importantes para el cálculo de las fuerzas que actúan sobre estructuras verticales que se utilizan normalmente para coronar diques de materiales sueltos.

Finalmente, para completar el diseño de un dique se debe determinar el peso de las piezas del manto principal. Se presentan dos de las metodologías más utilizadas en la actualidad para realizar estos cálculos y mediante un ejemplo numérico se realiza una comparación entre las dos en condiciones de aguas poco profundas, donde se construyen la mayoría de los rompeolas.

1.2 Objetivos

Los principales objetivos de este trabajo de investigación son los siguientes:

- Estudiar las diferentes metodologías utilizadas para representar un estado de mar: distribuciones de altura y de período de la ola, distribuciones conjuntas período-altura y distribuciones espectrales.
- Determinar la validez de la Hipótesis de Equivalencia para flujo en taludes, la cual permite utilizar datos de oleaje regular para considerar el efecto del oleaje irregular.
- Desarrollar una metodología de tipo ingenieril que permita evaluar rápidamente el ascenso máximo y descenso máximo de manera precisa y confiable, sin requerir grandes recursos materiales ni técnicos.
- Estudiar las metodologías más utilizadas para el cálculo de fuerzas sobre estructuras verticales debidas al oleaje. Realizar una comparación entre algunos de estos métodos utilizando la aproximación ingenieril propuesta para tomar en cuenta los efectos del oleaje irregular.
- Revisar los métodos más utilizados para determinar el peso de las piezas del manto principal o coraza y comparar su comportamiento al estar en aguas intermedias o reducidas.

1.3 Descripción y organización del estudio

Con la finalidad de exponer el presente trabajo, los temas de este estudio se repartieron en los siguientes capítulos:

Capítulo 2 Análisis del Oleaje.

Se presenta un resumen de las principales formulaciones para estudiar el oleaje, tanto desde el punto de vista estadístico como espectral.

Se revisan los espectros teóricos más utilizados como lo son el espectro Pierson-Moskowitz, el espectro JONSWAP y el TMA.

Las distribuciones estadísticas que se estudian fueron las siguientes: las distribuciones de Rayleigh, Carter y Tayfun para alturas de olas; Cavanié, Bretschneider y Longuet-Higgins (1983) para periodos y las distribuciones conjuntas de periodo y altura de Bretschneider, Cavanie y Longuet-Higgins (1983).

También se estudia el espectro SIWEH, herramienta utilizada para evaluar el factor de agrupamiento (GF) de las series de oleaje.

A partir de un espectro teórico tipo TMA se generan más de mil series de oleaje con distintos GF. Se estudia la influencia del GF en parámetros característicos del oleaje como el período medio y H_{ms} , entre otros.

Se seleccionan dos series con GF extremos y una serie promedio, las series escogidas son las de GF=0.47, 0.61 y 0.77. Estas tres series se utilizan para estudiar si existe influencia del factor de agrupamiento en la distribución de alturas de ola, de periodos y probabilidades conjuntas H-T, así como para compararlas con las distribuciones teóricas presentadas.

Capítulo 3 Ascenso máximo y Descenso máximo.

Se estudia en fenómeno del ascenso máximo y el descenso máximo del agua sobre taludes rugosos. Como en el capítulo anterior, se realiza una descripción de las formulaciones más importantes para su estimación.

Para poder identificar las influencia del GF en el fenómeno se realiza la evaluación del ascenso máximo y descenso máximo para las tres series de oleaje escogidas en el capítulo anterior.

Se propagan numéricamente las tres series de oleaje por medio del programa de computo RBREAK, desarrollado por Wurjanto y Kobayashi (1991). Este programa ha sido contrastado con datos experimentales y se ha comprobado que sus resultados representan correctamente la realidad. El programa permite, entre otras cosas, simular el movimiento de las ondas al acercarse al dique y poder registrar el movimiento de la superficie libre sobre el talud. Este registro se analiza por el método de pasos ascendentes por cero y así obtener los ascensos y descensos máximos que se presentan a lo largo de toda la simulación.

Las siguientes metodologías se estudian con el fin de determinar cual podría representar correctamente el fenómeno del ascenso y descenso máximo del agua para oleaje irregular:

1. Método ola a ola, el cual se basa directamente en la hipótesis de equivalencia. Los trenes de oleaje monocromático se propagan haciendo uso del programa RBREAK.
2. Método teórico, el cual se genera al combinar fórmulas de distribución conjunta de periodos-alturas de ola y de evaluación de ascenso máximo y descenso máximo. En este caso se utilizaron las fórmulas de Longuet-Higgins (1983) y de Losada (1988).
3. Método ola a ola utilizando la fórmula de Losada (1988). Este método es muy parecido al de ola a ola descrito anteriormente, solo que el oleaje regular se propaga mediante la fórmula propuesta por Losada y no a través del modelo numérico.
4. Aproximación ingenieril. Se modifican las distribuciones de altura de oleaje para poderlas usar como distribuciones de probabilidad de ascenso máximo y descenso máximo. Se utilizaron las fórmulas propuestas por Rayleigh, Tayfun y Carter.

Finalmente, la propuesta que genera mejores resultados (Aproximación ingenieril utilizando la distribución de Tayfun) se compara con uno de los métodos más utilizados para determinar el ascenso máximo bajo oleaje irregular: el método de Van der Meer. Esto permite igualmente contrastar la metodología escogida con ensayos de laboratorio presentados por Van der Meer.

Capítulo 4 Estructuras Verticales o Reflejantes.

Se presenta una descripción de las estructuras verticales o reflejantes. Se explica cuales son sus funciones y como se clasifican: dique vertical, dique mixto y espaldones.

Se revisan las principales metodologías para el cálculo de las fuerzas que actúan sobre estas estructuras: Teoría lineal y el método de Nagai, utilizados para los diques verticales; el método de Goda para diques mixtos y los métodos de Günbak y Gökce, Jensen y finalmente el de Martín et al. para espaldones.

El método de Martín et al. (1995) se estudia con detalle y se utilizó junto con la metodología ingenieril escogida para la estimación del ascenso máximo, para realizar una comparación con mediciones *in situ* reportados por Burcharth et al. (1995).

Capítulo 5 Estabilidad de Piezas de manto principal.

Se presenta el método de cálculo del peso de las piezas del manto principal propuesto por Losada et al. Se revisan las fórmulas para la determinación de los pesos de las piezas en el tronco del dique y en el morro.

También se indica la influencia que tienen otros parámetros que no se toman en cuenta en las formulaciones pero que pueden modificar substancialmente la estabilidad de las piezas, tales como el ángulo de incidencia del oleaje y la permeabilidad del dique.

Seguidamente se revisan las fórmulas propuestas por Van der Meer para la predicción de la estabilidad de escolleras, y se realiza una comparación del comportamiento de los dos métodos al ir variando la profundidad del agua, desde aguas profundas hasta someras. Esto se realizó mediante el uso de la distribución de probabilidad de Tayfun, la cual tiene en cuenta la profundidad del agua.

Capítulo 6 Conclusiones.

Se presentan las principales conclusiones a las que llega este trabajo y se indican algunas futuras líneas de investigación sobre el tema.

CAPÍTULO II

ANÁLISIS DEL OLEAJE

2. ANÁLISIS DEL OLEAJE

2.1 INTRODUCCIÓN

Aunque la importancia de "conocer por adelantado el estado del mar y la altura de las olas" fue desde siempre el sueño de los navegantes, el problema es muy complicado y tal vez la primera descripción de ello se la debemos a Leonardo da Vinci. Aunque pocas veces tuvo ocasión de observarlo, trata de él con frecuencia. En el código Hamer, por ejemplo, dice:

"Cuanto más altas son las olas respecto al nivel normal de la superficie del agua, tanto mas bajos son los valles interpuestos entre ellas...La ola máxima está recubierta de innumerables otras que se mueven con diferentes apariencias... pero tanto más o menos se hundien cuanto mayor o menor sea la potencia con que nacen. Porque cuanto mayor sea el peso del agua de la ola tanto mayor será la potencia que empuja las olas menores".

Las olas son efecto del viento, pero se conservan aunque éste se calme. "Como la ola del mar no siempre resulta de aquella del viento ni siempre es movida por él, porque en cuanto , al elevarse el viento, le falta su empuje desde atrás, la ola del mar continúa el movimiento principiado por el ímpetu que le queda...".

Observa la resaca en la playa y la nota mucho más regular que en alta mar "La ola echada a la orilla con la fuerza del viento se voltea, dirigiendo su parte superior hacia el fondo, siguiéndolo, regresa hasta el lugar donde nuevamente choca con la ola siguiente que le llega por debajo, la voltea hacia atrás con giro invertido y nuevamente hace que golpee la orilla y así continúa..

Estudia también cómo la forma de los cuerpos que caen en el agua afecta la formación de las ondas cercanas. "La figura triangular que caiga plana sobre las aguas producirá un movimiento casi circular".

El primer intento contemporáneo de predicción de las características de las ondas aleatorias se debe a los trabajos realizados por Svedrup y Munk durante la Segunda Guerra Mundial, como parte de la preparación del desembarco aliado en las costas de Normandía, el día D. Estos trabajos, parte del secreto militar, fueron puestos a disposición del público hasta 1947. Un notable adelanto respecto a ellos fue el trabajo de Bretschneider (1952 - 1957).

Los trabajos de Newman (1953) y Pierson (1954) introducen el concepto de **representación espectral** de las ondas oceánicas en el dominio de la frecuencia. A estos siguieron estudios de análisis estocástico de las ondas oceánicas, Pierce (1957).

En los estudios de Rice (1944-1945) se desarrollaron las relaciones analíticas entre **energía espectral** y probabilidad de amplitud de onda en un proceso gaussiano aleatorio, aplicado al campo de las comunicaciones. Este trabajo pionero permitió, a través del **análisis espectral**, hacer una evaluación de los diferentes parámetros (promedio y altura característica de la onda) característicos del estado del mar en un momento dado (estado de mar).

El primer estudio de las propiedades estadísticas de la altura de ola de un registro de oleaje fue realizado por Longuet-Higgins en (1952). Este trabajo introdujo conceptos nuevos como predicción del oleaje direccional, de banda ancha, oleaje no gaussiano, no lineal, distribución conjunta de períodos y alturas.

La solución de problemas de ingeniería que puedan evaluar la respuesta de los sistemas marinos, utilizando el enfoque estocástico para ondas aleatorias fue iniciado por St. Denis y Pierson en 1953. Estos fueron seguidos por los trabajos de Walden (1964) y Hogben y Lumb (1967).

En las últimas décadas el número de trabajos, sobre todo de aplicación ha aumentado enormemente; sin embargo, pocos son los que tratan de modelos estadísticos y estocásticos, aparte de los de Pierson (1955), Borgman (1972) y Battjes (1977).

La mecánica y la física de los fluidos tienen grandes logros a su haber, pero ciertos sistemas muy complicados, tales como la atmósfera y los océanos, aunque se trate de fluidos, se rehusan a dejarse tratar por los métodos hidrodinámicos. Como dijo Ph. Wehrlé (1957), nuestra ciencia de los fluidos ha sido concebida para una escala humana y para condiciones de laboratorio. En otras palabras, para fluidos "domésticos o domesticados", contenidos en recipientes, con poca agitación y generalmente en "equilibrio". Todo ocurre como si las matemáticas aplicadas a los medios continuos estuvieran perfectamente adaptadas a fluidos limitados por cercos y paredes, ya que su integración lleva consigo el conocimiento de las condiciones de frontera.

Los fluidos reales se adaptan en forma imperfecta, pero en el caso de la atmósfera y el océano la inadaptación es flagrante. Estos medios y los fenómenos que en ellos se estudian carecen de límites definidos, animados de movimientos desordenados y recorrido por perturbaciones de todo tamaño.

El oleaje real que se produce en el área de generación es un fenómeno extraordinariamente complicado. En este oleaje no existe repetibilidad ni en el espacio ni en

el tiempo. Dada la altura de una ola en un punto determinado no es posible predecir la altura en ese punto de la siguiente ola.

El fenómeno, por su irregularidad y variabilidad, no puede ser representado por el modelo sencillo de una onda y solo es razonable abordarlo por métodos estadísticos, considerando el oleaje como un fenómeno aleatorio.

Se llama área de generación aquella región donde existe transferencia de energía del viento hacia la superficie del mar. Allí el fenómeno es completamente aleatorio. El oleaje se propaga en diferentes direcciones aunque la dirección dominante es la dirección del viento. Conforme envejece el proceso y se propaga, las olas generadas se superponen a las olas locales y al acercarse a la plataforma costera las ondas sufren un proceso de refracción y filtrado cuyo efecto combinado hace de la superficie caótica algo más simple, produciéndose fenómenos que presentan cierta periodicidad.

2.2 TIPOS DE OLEAJE

Las características de las olas dependen de varios factores, como el viento, que estén dentro del fetch o que no estén en el área de generación. Dentro de la enorme variabilidad de estados resulta conveniente caracterizar dos tipos extremos. Las palabras inglesas SEA y SWELL han sido aceptadas para su denominación.

2.2.1 OLEAJE SEA U OLEAJE LOCAL

Este tipo de oleaje se produce en la zona de generación en alta mar. Allí se aprecian muy pocas veces crestas de cierta longitud y no existen períodos definidos.

Se caracteriza por la irregularidad, por la superficie líquida caótica, multitud de direcciones de avance que no producen crestas ni senos definidos, carente de periodicidad.

En el estado de SEA se presentan claramente dos características:

- asimetría
- apuntalamiento (esbeltez, gran peralte)

Con viento fuerte pueden formarse verdaderas montañas de agua en cualquier punto, las cuales a su vez soportan miles de protuberancias menores.

En este tipo de oleaje no pueden medirse períodos ni longitudes de onda. Las alturas de las olas son impredecibles. Dada una ola de una altura determinada la siguiente puede ser mucho más pequeña o mucho mayor.

2.2.2 OLEAJE TIPO SWELL U OLEAJE DISTANTE

Cuando la ola se propaga y abandona el área de generación ocurren tres fenómenos en las olas:

- Pierden energía, pues la onda viaja a expensas de su propia energía. (Decaimiento).
- Sufren una doble dispersión:

Dispersión angular, las olas se dispersan en todas direcciones.

Dispersión radial, como la velocidad es función directa del periodo las ondas más largas viajan más rápido que las más cortas. Se produce pues un filtrado de las olas.

- A los fenómenos anteriores hay que adicionar el fenómeno de soldadura. Las ondas de periodos cercanos se soldan en largas crestas de onda lo que hace que la superficie caótica del SEA se vaya simplificando. Al envejecer la onda y sobre todo al abandonar el área de generación van tendiendo a un oleaje de tipo SWELL.

Esto se va acentuando sobre la plataforma costera, en profundidades reducidas donde a los fenómenos anteriormente citados se agrega la refracción que hace que las ondas tiendan a progresar en forma paralela a las líneas batimétricas.

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

2.3 PARÁMETROS ESPECTRALES Y ESTADÍSTICOS

Las características de un estado de mar se estudian desde el punto de vista del análisis espectral o utilizando el análisis de series de tiempo.

Más adelante se revisarán las propuestas existentes para los dos tipos de análisis, pero antes vale la pena describir los principales parámetros que se utilizan en los dos tipos de enfoque.

Todos los parámetros espectrales se calculan a partir de sus diferentes momentos. El momento de orden "n" respecto al origen se define mediante la siguiente expresión:

$$m_n = \int_0^{\infty} f^n S(f) df \quad (2.1)$$

Donde S(f) es la función de densidad espectral y f es la frecuencia.

Cartwright y Longuet-Higgins en 1956 proponen un parámetro para describir el ancho espectral.

$$\varepsilon = \left[1 - \frac{m_2^2}{m_0 m_4} \right]^{1/2} \quad (2.2)$$

Si el espectro es de banda angosta ε tiende a 0; si por el contrario, el espectro es de banda ancha ε tiende a 1.

Como la estimación del momento de cuarto orden es muy susceptible a los valores que se tienen en las altas frecuencias, para espectros que definen un estado de mar este parámetro no es representativo ya que puede inducir a fuertes errores. Para obviar este problema, Longuet-Higgins propuso otro parámetro de ancho espectral, el cual depende de momentos de orden inferior.

$$\nu = \left[\frac{m_0 m_2}{m_1^2} - 1 \right]^{1/2} \quad (2.3)$$

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

$$Q_p = \frac{2}{m_0} \int_0^{\infty} f (S(f))^2 df \quad (2.4)$$

Goda (1985) señala que Q_p es cercano a 2 para olas generadas por viento.

Los parámetros estadísticos más importantes para definir un estado de mar a partir de una serie de tiempo son los siguientes:

La variación del nivel medio del mar, conocido como *set-up* o *set-down* se calcula con la siguiente fórmula:

$$\overline{\eta(t)} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \eta_i \quad (2.5)$$

La variación media cuadrática (la varianza) de la elevación de la superficie del agua se evalúa mediante la ecuación :

$$\eta_{rms}^2 = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \eta_i^2 \quad (2.6)$$

La altura media de las olas y el período medio se evalúan por medio de las siguientes expresiones:

$$\overline{H} = \frac{1}{N_o} \sum_{i=1}^{N_o} H_i \quad (2.7)$$

$$\overline{T} = \frac{1}{N_o} \sum_{i=1}^{N_o} T_i \quad (2.8)$$

donde N_o es el número de olas individuales en el registro.

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

$$H_{rms} = \sqrt{\frac{1}{N_o} \sum_{i=1}^{N_o} H_i^2} \quad (2.9)$$

La oblicuidad o asimetría se encuentra por medio de la siguiente relación :

$$Skw = \frac{1}{N_o \eta_{rms}^3} \sum_{i=1}^N \eta_i^3 \quad (2.10)$$

La altura significativa H_s , se define como la media aritmética del tercio de olas más altas de registro. La altura de ola "un-décimo" $H_{1,10}$, es el promedio del 10% de las olas más altas de un registro. De forma similar se definen las alturas de ola $H_{1,100}$, $H_{1,1000}$, etc.

Existen varias relaciones que relacionan los parámetros obtenidos mediante el espectro con los calculados a partir de las series de tiempo.

El parámetro de anchura del espectro ε de Cartwright y Longuet-Higgins (1956), puede estimarse directamente a partir de un registro de oleaje mediante la siguiente relación:

$$\varepsilon^2 = 4r(1-r) \quad (2.11)$$

donde,

$$r = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{N_o^*}{N_c} \right) \quad (2.12)$$

N_o^* = Número de cruces de la superficie del agua con el NMM con pendiente positiva.

N_c = Número total de crestas del registro.

El parámetro v se puede aproximar a $\varepsilon/2$ para espectros de banda estrecha.

Cuando la distribución de las olas se aproxima a la de Rayleigh, es posible estimar el H_{ms} y H_s directamente a partir del espectro (al H_s se le denomina H_{m0} cuando este es encontrado a partir del espectro).

$$H_{m0} = 4.004 \sqrt{m_0} = \sqrt{2} H_{rms} \quad (2.13)$$

$$H_{rms} = \sqrt{8 m_0} \quad (2.14)$$

Se calculan otras alturas características del oleaje a partir del H_{ms} , bajo la suposición de tener una distribución Rayleigh mediante las siguientes expresiones:

$$H_{1,10} = 1.8 H_{rms} \quad (2.15)$$

$$H_{1,100} = 2.359 H_{rms} \quad (2.16)$$

Además, también se evalúa el período medio de las olas desde el espectro. Existen dos fórmulas para obtener el período medio :

$$T_{01} = \frac{m_0}{m_1} \quad (2.17)$$

$$T_{02} = \sqrt{\frac{m_0}{m_2}} \quad (2.18)$$

2.4 FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN DEL OLEAJE

Se acepta generalmente que la variación de la superficie del agua en el mar sigue una distribución de probabilidad gaussiana. La distribución de la elevación del agua sigue una distribución normal con media cero y cuya función de densidad es:

$$p(\eta) = \frac{1}{\eta_{rms} \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \frac{\eta^2}{\eta_{rms}^2}} \quad (2.19)$$

Las distribuciones de la altura de las olas y de los períodos de las mismas se dividen en tres grupos, la distribución de altura de olas, la distribución conjunta de altura-período y las distribuciones de períodos de olas.

Se presentan a continuación las fórmulas que han sido propuestas a través de los años para los grupos citados.

2.4.1 DISTRIBUCIONES DE ALTURAS DE OLA

Es de gran importancia para las obras costeras y para la navegación marítima en general el estimar la altura de las olas. La altura de las olas es uno de los parámetros de mayor importancia para el diseño de estructuras y para evaluar el grado de seguridad de las estructuras fijas y móviles.

En un registro de oleaje irregular, las alturas de ola se determinan separando el registro en olas individuales por medio del método de pasos ascendentes por cero. Este método indica que una ola inicia cuando la superficie libre del agua cruza el nivel medio del mar de forma ascendente, y termina cuando la superficie libre vuelve a cruzar el nivel medio de la misma manera. El período de la onda es el tiempo transcurrido entre dos cruces ascendentes sucesivos y la altura de onda es la diferencia entre el nivel máximo y el mínimo que alcanzó la superficie libre en ese intervalo.

Rice (1944, 1945) encontró una función de distribución de la altura de crestas para señales aleatorias de origen electromagnético. Cartwright y Longuet-Higgins ampliaron los estudios de Rice y demostraron que la distribución de Rayleigh (desarrollada para fenómenos eléctricos) podía ser utilizada para describir la distribución de alturas de ola.

Si se tiene un estado de mar de SWELL puro, con un ancho de espectro $\epsilon=0$, la descripción de la altura de las olas dada por Rayleigh es exacta.

Por lo anterior, la distribución Rayleigh supone que hay una correlación perfecta entre una cresta y el siguiente valle. Es decir si se tiene una cresta grande, el siguiente valle también va a ser grande.

2.4.1.1 Distribución Rayleigh

La función de densidad de probabilidad Rayleigh esta dada por

$$p(\xi) = 2\xi e^{-\xi^2} \quad (2.20)$$

donde

$$\xi = H / H_{rms} \quad (2.21)$$

En forma dimensional

$$p(H) = \frac{H}{4m_0} e^{-\frac{H^2}{8m_0}} \quad (2.22)$$

2.4.1.2 Distribución Longuet-Higgins (1956-83)

Cartwright y Longuet-Higgins propusieron en 1956 una distribución de crestas de ola que se puede aplicar cuando el ancho del espectro es diferente de cero. La fórmula se aplica desde $\epsilon=0$ hasta $\epsilon=1$. En el caso $\epsilon=0$ se tiene una distribución Rayleigh mientras que en el extremo opuesto con un espectro de banda ancha, $\epsilon=1$ se tiene una distribución de densidad normal truncada en cero.

$$p(\xi) = \frac{1}{\sqrt{2\pi m_0}} \left[\epsilon \cdot e^{-\frac{1}{2}\frac{\eta^2}{\epsilon}} + (1-\epsilon^2)^{1/2} \eta \cdot e^{-\left(\frac{1}{2}\eta^2\right)} \int_{\xi}^{\infty} e^{-x^2} dx \right] e^{-\left(\frac{1}{2}\xi^2\right)} \quad (2.23)$$

En 1983, Longuet-Higgins propone una distribución conjunta para altura y período de ola, la cual se analizará más adelante. Esta ecuación se transforma para que represente solamente la distribución de densidad de altura de ola. Se presenta a continuación y los parámetros se definirán más adelante.

$$p(H) = \frac{L(v) H \operatorname{Erfc}\left[-\frac{H}{2\sqrt{2m_0 v}}\right]}{8m_0 v e^{\frac{H^2}{8m_0}}} \quad (2.24)$$

donde

$$\operatorname{Erfc}\left(-\frac{H}{2\sqrt{2}m_0\nu}\right) = 1 - \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^{\infty} e^{-\left(\frac{H}{2\sqrt{2}m_0\nu}\right)^2} dH \quad (2.25)$$

2.4.1.3 Distribución Tayfun

En 1981 Tayfun propone una ecuación para alturas de olas que está limitada por la rotura de la misma y un parámetro N que combina el estado de mar con la profundidad.

En realidad, esta distribución supone que existe una mediana correlación entre la cresta y el siguiente valle. Es decir si se tiene una cresta grande, el próximo valle tiene alta probabilidad de ser grande, pero existe una pequeña probabilidad de que el valle pueda ser mediano o pequeño.

El parámetro N está relacionado, como se dijo anteriormente, con el estado de mar. Si N tiende a infinito, entonces se tiene un estado de mar SWELL y la distribución de Tayfun se iguala a la de Rayleigh.

La distribución de densidad propuesta por Tayfun es la siguiente:

$$p(\xi, N) = \xi \int_0^{\infty} \left[u J_0^N\left(\frac{u}{N^{1/2}}\right) J_0(\xi u) \right] du \quad 0 \leq \xi \leq N^{1/2} \quad (2.26)$$

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

donde N es el parámetro de Tayfun que se define como :

$$N = \left(\frac{\pi \tanh(k_0 h)}{7\sqrt{2} k_0 \sqrt{2} m_0} \right) \quad (2.27)$$

donde

$$\xi = H / H_{rms} \quad (2.28)$$

k_0 es el número de onda asociado a la frecuencia media, $k_0 = 2\pi / L_m$

J_0 es la función de Bessel de orden cero

2.4.1.4 Distribución Carter

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

La distribución acumulada propuesta por Carter es la siguiente:

$$P(H \geq H_o) = 1 - \left(e^{-\left(\frac{H_o}{H_s}\right)^2} + 2\sqrt{\pi} \frac{H_o}{H_s} e^{-\left(\frac{H_o}{H_s}\right)^2} \operatorname{Erf}\left[\frac{2H_o}{H_s}\right] \right) \quad (2.29)$$

$$\operatorname{Erf}(X) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^X e^{-u^2} du \quad (2.30)$$

$$\text{Finalmente } P(H \geq H_o) = 1 - \left(e^{-\left(\frac{H_o}{H_s}\right)^2} + 2\frac{H_o}{H_s} e^{-\left(\frac{H_o}{H_s}\right)^2} \int_0^{\frac{H_o}{H_s}} e^{-\frac{u^2}{4}} du \right) \quad (2.31)$$

En un análisis realizado por Green 1994 se llega a la conclusión que en un estado de mar SEA (muy desordenado) la ecuación de Carter es la que representa mejor el fenómeno. En un estado de mar un poco más ordenado (al salir del área de generación y propagarse el oleaje) la distribución de Tayfun es la que mejor se ajusta. Por último, en un estado de mar muy ordenado (SWELL) la distribución de Rayleigh o la de Tayfun pueden utilizarse adecuadamente.

2.4.2 DISTRIBUCIONES DE PERÍODO Y ALTURA DE OLA

Durante mucho tiempo no se tomaba en cuenta el período de las olas para el diseño de estructuras marinas. En estudios más recientes se ha demostrado la importancia del período

de las olas en fenómenos tales como el ascenso máximo o la estabilidad de piezas en un rompeolas.

Por ello se considera importante tener el conocimiento de las distribuciones de probabilidad conjuntas de período y altura de ola.

A continuación se presentan las distribuciones más utilizadas. Vale la pena considerarlas de forma adimensional y dimensional: la forma adimensional permite comparar las diferentes fórmulas y la forma dimensional es de mucha mayor utilidad para los cálculos prácticos.

2.4.2.1 Distribución Longuet-Higgins (1975)

Longuet-Higgins propuso en 1975 una función de densidad conjunta de alturas de ola y períodos. Esta fórmula se basa en un modelo del oleaje estacionario y gaussiano con espectro de banda estrecha.

Un inconveniente que presenta esta fórmula es precisamente que se basa en un espectro de banda estrecha (oleaje SWELL), y no toma en cuenta la asimetría en la distribución de los períodos de ola que se tiene cuando el espectro es de banda ancha.

Fórmula de densidad de probabilidad de Longuet-Higgins (1975) en forma adimensional

$$p(\theta, \eta) = \frac{\theta^2}{\sqrt{2\pi}} e^{-\theta^2 \frac{\eta^2}{2}} \quad (2.32)$$

donde

$$\theta = \frac{H}{2\sqrt{M_0}} \quad (2.33)$$

$$\eta = \frac{T - T_{01}}{\nu T_{01}} \quad (2.34)$$

En forma dimensional se tiene:

$$p(H, T) = \left(\frac{H^2}{8\nu\sqrt{2\pi\nu T_{01} m_0^{3/2}}} \right) e^{-\frac{H^2}{8m_0} \left(\frac{T - T_{01}}{\nu T_{01}} \right)^2} \quad (2.35)$$

2.4.2.2 Distribución Cavanié et al. (1976)

Cavanié, Arhan y Ezraty propusieron en 1976 otra distribución teórica, también basada en un modelo gaussiano de banda estrecha, pero que sí toma en cuenta la asimetría en la distribución de los períodos.

Esta fórmula presenta una buena concordancia con los datos observados, pero tiene el defecto de utilizar el parámetro de ancho espectral ε el cual depende del cuarto momento de la función de densidad espectral. Este cuarto momento tiene el inconveniente de estar asociado a la cuarta potencia de la función de densidad espectral y cualquier pequeño error en la distribución resulta muy amplificado, sobre todo para las altas frecuencias.

Distribución de densidad de Cavanié, Arhan y Ezraty (1976) adimensional

$$p(h, \tau) = \frac{\alpha^3 h^2}{4\sqrt{2\pi} \varepsilon (1 - \varepsilon^2)^{-1/4} \bar{\tau}^3} e^{\frac{h^2 \bar{\tau} / \tau^2}{\varepsilon^2} \left(\varepsilon^2 \bar{\tau}^2 \alpha^2 \tau^2 + \beta^2 \alpha^4 \right)} \quad (2.36)$$

donde

$$h = \frac{H}{\sqrt{m_0}} \quad (2.37)$$

$$\tau = \frac{T}{\tau T_c} \quad (2.38)$$

$$T_c = \frac{2\pi}{\alpha} \sqrt{\frac{m_2}{m_4}} \quad (2.39)$$

$$\bar{\tau} = \left(\frac{T}{T_c} \right) \quad \text{Si } \varepsilon \leq 0.95 \rightarrow \bar{\tau} = 1 \quad (2.40)$$

$$\alpha = \frac{l}{2} (1 + \sqrt{1 - \varepsilon^2}) \quad (2.41)$$

$$\beta^2 = \frac{\varepsilon^2}{1 - \varepsilon^2} \quad (2.42)$$

Esta ecuación fue obtenida midiendo el período de ola entre cresta y cresta, por lo que no sería correcto aplicarla a olas definidas por el método de pasos ascendentes por cero (Battjes 1977). Sin embargo Goda (1978) señala que aun en este caso la distribución da buenos resultados.

En forma dimensional al utilizar

$$T_c = T_z \quad , \quad \tau = \frac{T_z}{T_z} \quad y \quad h = \frac{H}{\sqrt{m_0}} \quad (2.43)$$

se obtiene

$$p(H, T_z) = \frac{1}{4\sqrt{2\pi}} \frac{\alpha^3 \bar{T}_z^4}{m_0^{3/2} \varepsilon (1 - \varepsilon^2)^{-4} \bar{T}_z^5} \frac{H^2}{T_z^2} e^{-\frac{\bar{T}_z^4 H^2}{4 m_0 \varepsilon^2 \bar{T}_z^5}} \left[\left(\frac{\bar{T}_z^4 H^2}{4 m_0 \varepsilon^2 \bar{T}_z^5} \right)^2 \alpha^2 \beta^2 \right] \quad (2.44)$$

2.4.2.3 Distribución Longuet-Higgins (1983)

Longuet-Higgins en 1983 propone otra ecuación también basada en un espectro de banda estrecha, la cual tiene los mismos méritos que la de Cavanié et al. al tomar en cuenta la asimetría de la distribución de períodos, sumado a que tiene la gran ventaja de utilizar un parámetro de ancho espectral de orden menor: ν (dependiente del segundo y no del cuarto momento).

Fórmula propuesta por Longuet-Higgins (1983) en forma adimensional para la densidad de probabilidad:

$$p(R, \tau) = \left(\frac{2}{\nu \pi^{1/2}} \right) \left(\frac{R^2}{\tau^2} \right) e^{-R^2 \tau^2 \frac{1}{\nu} \left(\frac{1}{\tau} \right)^2} L(\nu) \quad (2.45)$$

donde

$$\tau = T / \bar{T} \quad (2.46)$$

$$R = \frac{H / 2}{\sqrt{2 m_0}} \quad (2.47)$$

$$\frac{l}{L(v)} = \frac{l}{2} \left[1 + (1 + v^2)^{1/2} \right] \quad (2.48)$$

$$\bar{T} = \frac{m_o}{m_l} = T_{ol} \quad (2.49)$$

Esta misma ecuación en forma dimensional queda como:

$$p(H,T) = \left(\frac{H^2 \bar{T}}{8v\sqrt{2\pi m_o^{2/3}} T^2} \right) e^{-\frac{H^2}{8m_o} \left(1 + \frac{l}{v^2} \left(1 + \frac{\bar{T}}{T} \right)^{1/2} \right)} L(v) \quad (2.50)$$

$$\frac{l}{L(v)} = \frac{l}{2} \left[1 + (1 + v^2)^{1/2} \right] \quad (2.51)$$

2.4.3 DISTRIBUCIONES DE PERÍODOS DE OLAS

A continuación se presentan las distribuciones de periodo de ola más utilizadas:

2.4.3.1 Distribución de Bretschneider (1959)

Bretschneider en 1959, encontró que la función de densidad de probabilidad de Rayleigh se puede aplicar al cuadrado de los periodos y propuso la siguiente ecuación:

$$p(T_z) = 2.7 \frac{T_z^2}{T_z^4} e^{-0.675 \left(\frac{T_z}{T_z} \right)^4} \quad (2.52)$$

Las otras distribuciones de periodos de olas que se tiene se derivan a partir de las distribuciones conjuntas de período y altura de ola, por lo que lo apuntado anteriormente sobre esas distribuciones y sus parámetros son igualmente válidas en las siguientes fórmulas.

2.4.3.2 Distribución Longuet-Higgins (1975)

Distribución de densidad de Longuet-Higgins (1975)

$$p(T_i) = \frac{\nu T_{0i}}{2[\nu T_{0i}^2 + (T_i - T_{0i})^2]^{3/2}} \quad (2.53)$$

2.4.3.3 Distribución Cavanié et al. (1976)

Distribución de densidad de Cavanié, Arhan y Ezraty (1976)

$$p(T_i) = \frac{\alpha' \beta' \bar{\delta}' T_i}{\bar{T}_i^2 \left[\left(\frac{\bar{\delta}' T_i^2}{\bar{T}_i^2} - \alpha'^2 \right)^2 + \alpha' \beta' \right]^{3/2}} \quad (2.54)$$

2.4.3.4 Distribución Longuet-Higgins (1983)

Distribución de densidad de Longuet-Higgins (1983)

$$p(T_i) = \frac{L(\nu) \bar{T}_i}{2\nu \bar{T}_i^2} \left[1 + \left(1 - \frac{\bar{T}_i}{T_i} \right)^2 \frac{1}{\nu^2} \right]^{-3/2} \quad (2.55)$$

2.5 DISTRIBUCIONES ESPECTRALES

Al analizar gran cantidad de espectros de oleaje, se ha podido encontrar que presentan características similares que pueden ser relacionadas con parámetros físicos, tales como velocidad del viento y fetch. Gracias a estas relaciones se puede generar numéricamente un espectro de oleaje que se esperaría para algunas condiciones dadas.

Las formas de un espectro para un estado de mar varían considerablemente dependiendo de muchos factores tales como intensidad y velocidad del viento, magnitud del fetch y otros. Sin embargo, la forma de un espectro no es arbitraria, ya que existen muchas propiedades físicas del oleaje que están representadas en el espectro.

Un punto importante es que existe un límite superior para la densidad de energía espectral. Cuando el espectro alcanza esta condición de saturación, la energía adicional que es aportada por el viento en el oleaje se pierde por la rotura de las olas, la formación de olas capilares (de muy alta frecuencia) y la transferencia de energía a otras olas de diferente frecuencia.

Para encontrar este estado de saturación, Phillips (1959) supuso que dependía de dos parámetros : la velocidad al cortante del viento y el fetch. Al estudiar la variación de la velocidad del viento según la altura sobre la superficie del mar, él determinó que el espectro se puede definir con los siguientes parámetros: la frecuencia, la gravedad, la velocidad del viento y el fetch.

Al hacer un análisis dimensional de varios espectros de oleaje y considerando un límite para la configuración de las olas, encontró que existe un rango en que se satura el espectro. Para frecuencias superiores a la frecuencia pico, la función de densidad espectral se expresa por :

$$S(\omega) = \alpha g^2 \omega^{-5} \quad (2.60)$$

o en función de la frecuencia

$$S(f) = \alpha g^2 f^{-5} (2\pi)^{-4} \quad (2.61)$$

donde α depende del fetch y del viento, ω es la frecuencia angular ($2\pi f$) y f es la frecuencia (en Hz).

2.5.1 ESPECTRO PIERSON - MOSKOWITZ

Pierson y Moskowitz en 1964 estudiaron los espectros de oleaje del Atlántico Norte y desarrollaron una fórmula para representar estados de mar completamente desarrollados, generados por el viento. Es decir el espectro no depende del fetch, sino solamente de la velocidad del viento.

Propusieron la siguiente expresión para generar el espectro:

$$S(f) = 8.1 \times 10^{-3} (2\pi)^{-4} g^2 f^{-3} e^{-0.24(2\pi U_{19.5}/g)^4 f^{-4}} \quad (2.62)$$

donde $U_{19.5}$ es la velocidad del viento a 19.5 metros sobre la superficie del mar y f es la frecuencia.

O representada de otra manera, utilizando la frecuencia pico, f_p

$$S(f) = 8.1 \times 10^{-3} g^2 (2\pi)^{-4} f^{-3} e^{-\frac{5}{4} \left(\frac{f}{f_p}\right)^4} \quad (2.63)$$

donde se reconoce, en la parte fuera del exponente, la fórmula desarrollada por Phillips y el exponente se conoce como la "función de forma de Pierson-Moskowitz".

2.5.2 ESPECTRO JONSWAP

Hasselmann y otros propusieron, en 1973, el conocido espectro JONSWAP. Este espectro fue generado con datos tomados a finales de la década de los sesenta. Se realizó un amplio proyecto de medición de oleaje sobre una línea de 160 Km. en el Mar del Norte, a partir de la Isla Sylt. Este proyecto se conoce como JONSWAP por sus siglas en Inglés (- Joint North Sea Wave Project-).

Este espectro está formulado para estados de mar generados por el viento, con fetch limitado y para profundidad de agua indefinida.

El espectro JONSWAP está expresado por la siguiente fórmula:

$$S_J(f) = S_p(f) \phi_{PM}(f/f_p) \phi_J(f, f_p, \gamma, \sigma) \quad (2.64)$$

donde

$S_p(f)$ es la fórmula de Phillips

$$S_p(f) = \alpha g^2 (2\pi)^{-4} f^{-5} \quad (2.65)$$

$\phi_{PM}(f/f_p)$ es la función de forma de Pierson-Moskowitz

$$\phi_{PM}(f/f_p) = e^{-\frac{3}{2} \left(\frac{f}{f_p} \right)^{-4}} \quad (2.67)$$

ϕ_J es el factor de forma del espectro JONSWAP

$$\phi_J = \gamma e^{\left(\frac{f - f_p}{2\sigma f_p} \right)^2} \quad (2.68)$$

donde

$$\sigma = \begin{cases} \sigma_A & f_p \leq f \\ \sigma_B & f_p > f \end{cases} \quad (2.69)$$

Los valores medios de los parámetros que se utilizan para generar el espectro JONSWAP son los siguientes:

γ es conocido como el factor de forma de pico del espectro, normalmente $\gamma = 3.3$

$$\gamma = 3.30 \quad (2.70)$$

σ representa el ancho de la base del espectro antes (σ_A) y después (σ_B) de la frecuencia pico.

$$\sigma_A = 0.07 \quad \sigma_B = 0.09 \quad (2.71)$$

α se conoce como el factor de escala y está asociado con la energía total del espectro. Como puede verse en las siguientes expresiones es función directa del fetch y de la velocidad del viento.

$$\alpha = 0.076 (\bar{x})^{-0.22} \quad (2.72)$$

Se ha observado que la frecuencia pico f_p del espectro está relacionada también con el fetch y la velocidad del viento

$$f_p = 3.5 \left(\frac{g}{U_{10}} \right) (\bar{x})^{-0.33} \quad (2.73)$$

donde

$$\bar{x} = \frac{gx}{U_{10}^2} \text{ Fetch adimensional} \quad (2.74)$$

$$x = \text{Fetch}$$

U_{10} = Velocidad del viento a 10 metros sobre la superficie.

Como se observa en estas fórmulas, este espectro tiene un fetch limitado, por lo que el estado de mar no se encuentra todavía completamente desarrollado.

Utilizando la información recopilada en las dos décadas siguientes, Mitsuyasu propuso, en 1980, las siguientes relaciones para mejorar la estimación de los parámetros α , γ y f_p del factor de forma JONSWAP.

$$\alpha = \frac{3.26}{10^2} \bar{f}_p^{-0.857} \quad (2.75)$$

$$\gamma = 4.42 \bar{f}_p^{-0.429} \quad (2.76)$$

donde

$$\bar{f}_p = U f_p / g \quad (2.77)$$

Utilizando la relación

$$\bar{f}_p = 2.92 \bar{x}^{-1.1} \quad (2.78)$$

se obtiene

$$\alpha = \frac{8.17}{10^2} \bar{x}^{-1.1} \quad (2.79)$$

$$\gamma = 7.0 \bar{x}^{-1.1} \quad (2.80)$$

Ochi (1982) señala, a partir de las ecuaciones anteriores, que si el fetch adimensional es superior a $1E10^6$, el factor de forma de pico se aproxima a 1 y se tiene un estado de mar completamente desarrollado.

Ross en 1979 después de estudiar los espectros del oleaje producido por huracanes, propuso los siguientes parámetros para calcular el espectro en estas condiciones:

$$\gamma = 4.7 \bar{x}_r^{-0.13} \quad (2.81)$$

$$\alpha = 0.035 \bar{f}_p^{-0.92} \quad (2.82)$$

$$\bar{f}_p = 0.97 \bar{x}_r^{-0.21} \quad (2.83)$$

$$m_0 = \frac{2.25}{10^5} \bar{x}_r^{-0.45} \quad (2.84)$$

$$\bar{x}_r = x_r g / U^2 \quad (2.85)$$

donde \bar{x}_r es el fetch radial adimensional y x_r es la distancia radial al ojo del huracán (en unidades congruentes), m_0 se conoce como el parámetro espectral de escala.

Aunque γ tiene un valor promedio de 3.3, su valor puede variar desde 1 hasta 7, siguiendo una distribución gaussiana normal con una desviación estándar de 0.79.

Ochi (1979) propone un método para generar una familia de espectros para diferentes velocidades de viento, para un fetch y H_s determinados.

$$U_{10} = k x^{-0.615} H_s^{1.08} \quad (2.86)$$

De esta ecuación, para un x y H_s determinados y para varios valores de U se despeja k y se encuentra γ de la siguiente tabla

γ	k	
	x en NM U en nudos	x en Km U en m/s
1.75	128.1	96.2
2.64	117.6	88.3
3.30	111.4	83.7
3.96	106.6	80.1
4.85	101.7	76.4

Donde MN representa millas náuticas.

2.5.3 ESPECTRO TMA

En 1985, Bows, Günther, Rosenthal y Vincent presentaron el espectro TMA, el cual está relacionado directamente con la profundidad del agua. El espectro TMA puede ser utilizado para determinar los cambios que sufre un espectro al propagarse en aguas someras.

El estudio se realizó analizando cerca de 2800 espectros de oleaje producidos en aguas de poca profundidad. Se tuvieron tres fuentes de información : TEXEL, MARSEN y ARSLOE. De sus iniciales se eligió el nombre TMA.

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

El espectro TMA se define a partir del espectro JONSWAP como se muestra en la siguiente ecuación.

$$S_{TMA} = S_J(f) \phi_k(\omega_H) \quad (2.90)$$

$$\phi_k(\omega_H) = \tanh^2(kh) \left[1 + \frac{2kh}{\sinh(2kh)} \right] \quad (2.91)$$

k se evalúa a partir de la ecuación de dispersión:

$$(2\pi f)^2 = gk \tanh(kh) \quad (2.92)$$

Se supone que dentro de ϕ_k se encuentran implícitos varios efectos de aguas someras tales como la fricción con el fondo, rompiente y refracción.

Goda advierte que el espectro TMA debe utilizarse con reservas, ya que está formulado para oleaje en crecimiento en el área de generación.

Goda (1983) propone que un oleaje SWELL que haya viajado cientos o miles de kilómetros en aguas profundas se puede representar por medio de un espectro JONSWAP con un factor de forma de pico y que varíe de 7 a 10.

2.6 FACTOR DE AGRUPAMIENTO

Se aceptaba hasta hace poco tiempo que la mejor descripción de un estado de mar que pueda darse, era a través del conocimiento de su espectro. Sin embargo se ha notado que para un mismo espectro, se pueden tener estados de mar bastantes diferentes: el oleaje puede ser bastante "uniforme" o pueden existir grupos de olas grandes seguidos de varias olas pequeñas.

Para tener una mejor descripción del estado de mar, se debe utilizar un parámetro adicional, que tome en cuenta este agrupamiento de olas. Este parámetro es el conocido como factor de agrupamiento: GF (grouping factor).

Johnson et al. en 1987 en un trabajo presentado en Hamburgo, hicieron referencia a la importancia de este fenómeno, haciendo notar que ciertas ondas pueden causar mucho más daño en una estructura si se presentan agrupadas que si se presentan distribuidas a lo largo del registro.

Inicialmente, para determinar la presencia de grupos de olas en un registro, se rectificaba el registro (todos los puntos negativos se transforman en positivos) y se interconectan los picos de ondas adyacentes.

Este procedimiento es bastante burdo, y no siempre permite identificar la presencia de un grupo de olas.

Funke y Mansard (1982) proponen un método para detectar la presencia de grupos de ondas, basándose en la historia del oleaje a lo largo del registro.

Ellos proponen una función envolvente a la que llaman SIWEH (Smoothed Instantaneous Wave Energy History). El nombre de "Historia de energía de ondas instantánea suavizada" fue escogido para evitar confusión con otras energías del oleaje. El término "Historia" implica que se trata de una función del tiempo; la palabra "instantánea" describe que la energía está dada en un instante determinado y la palabra "suavizado" se incluye para describir una operación de suavizado, por medio de un filtro digital de paso estrecho.

El SIWEH fue definido inicialmente como :

$$E(t) = \frac{1}{T_p} \int_{t-\frac{T_p}{2}}^{t+\frac{T_p}{2}} \eta^2(t+\tau) d\tau \quad (2.93)$$

donde η es el desplazamiento vertical de la superficie del agua y T_p es el periodo pico obtenido del espectro. La ecuación anterior puede ser expresada como:

$$E(t) = \frac{1}{T_p} \int_{t-T_p}^t \eta^2(t+\tau) Q_k(\tau) d\tau \quad (2.94)$$

donde $Q_k(\tau)$ es la función de suavizado general que para este caso es:

$$Q_o = 1 \quad \text{para} \quad -\frac{T_p}{2} \leq \tau \leq \frac{T_p}{2} \quad (2.95)$$

$$Q_o = 0 \quad \text{para los demas valores} \quad (2.96)$$

Una ecuación mejor de suavizado es la ventana de Bartlett, la cual está definida como :

$$Q_1(\tau) = 1 - \frac{|\tau|}{T_p} \quad \text{para} \quad -T_p \leq \tau < T_p \quad (2.97)$$

$$Q_1 = 0 \quad \text{para los demas valores} \quad (2.98)$$

Cuando se procesan registros de oleaje de longitud finita hay que adoptar consideraciones especiales al principio y al final del registro. El SIWEH queda definido ahora como:

$$E(t) = \frac{1}{T_p} \int_{t-T_p}^{t_p} \eta^2(t+\tau) Q_1(\tau) d\tau \quad (2.99)$$

$$\text{para} \quad T_p \leq t \leq T_n - T_p$$

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

$$\text{para} \quad 0 \leq t \leq T_p$$

$$E(t) = \frac{2}{T_p + t} \int_{t-t}^{t_p} \eta^2(t+\tau) Q_1(\tau) d\tau \quad (2.100)$$

$$\text{para} \quad T_n - T_p \leq t \leq T_n$$

$$E(t) = \frac{2}{T_p + (T_n - 1)} \int_{t-T_p}^{t+1} \eta^2(t+\tau) Q_1(\tau) d\tau \quad (2.101)$$

Utilizando para estos casos:

$$Q_1(\tau) = 1 - \frac{|\tau|}{T_p} \quad \text{para } -T_p \leq \tau < T_p \quad (102)$$

$$Q_1 = 0 \quad \text{para los demas valores} \quad (103)$$

Esta ecuación puede describir con detalle la actividad de grupos de onda, dando una indicación sobre que tan uniforme o que tan agrupada está la distribución de energía de las ondas a lo largo del eje temporal.

El factor de grupo se obtiene a partir de el SIWEH por medio de la siguiente ecuación:

$$GF = \frac{\sqrt{m_{20}}}{m_0} \quad (104)$$

$$GF = \frac{\sqrt{\frac{1}{T_n} \int_0^{T_n} (E(t) - \bar{E})^2 dt}}{\bar{E}} \quad (105)$$

donde m_{20} y m_0 son los momentos de orden cero de la función de densidad espectral del SIWEH y del registro del oleaje original, respectivamente.

Se puede decir que el factor de agrupamiento es la desviación estándar del SIWEH alrededor de su media y normalizada con respecto a su media.

2.7 COMPARACIÓN NUMÉRICA DE RESULTADOS

Se tomará un caso típico de oleaje de laboratorio para poder realizar una comparación entre los distintos conceptos descritos en este capítulo. El oleaje seleccionado se utilizará también en capítulos posteriores.

Para generar las series de oleaje, se considero un espectro TMA para condiciones de laboratorio con los siguientes datos :

- Parámetro de anchura de pico espectral a la izquierda, $\sigma_A = 0.07$
- Parámetro de anchura de pico espectral a la derecha, $\sigma_B = 0.09$
- Frecuencia pico, $f_p = 0.5$ Hz
- Altura cuadrática media, $H_{rms} = 0.08$ m
- Profundidad del agua, $d = 0.5$ m

Utilizando las fórmulas presentadas en este capítulo (2.14, 2.64 a 2.71 y 2.91 a 2.92) se genera el espectro TMA que se muestra en la figura 2.1.

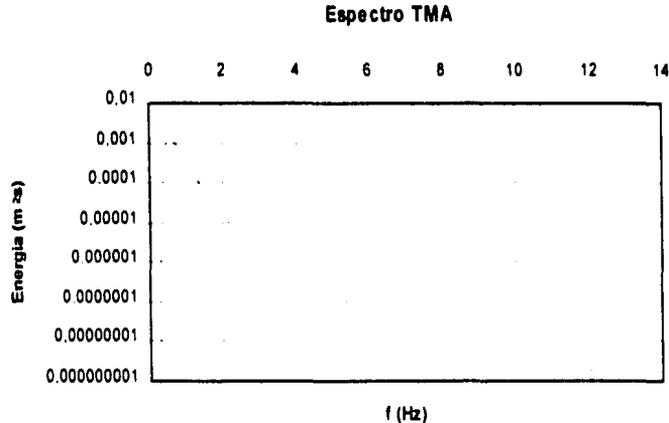


Figura 2.1 Espectro tipo TMA

Se evaluaron los principales parámetros de este espectro utilizando las fórmulas presentadas en las secciones anteriores, los cuales se resumen a continuación.

- Parámetro de ancho espectral (ec. 2.2) $\epsilon = 0.8734$
- Parámetro de ancho espectral (ec. 2.3) $\nu = 0.4681$
- Parámetro de agudeza de pico (ec. 2.4) $Q_p = 2.2005$

• Altura cuadrática media (ec. 2.14)	$H_{rms} = 0.08 \text{ m}$
• Altura significativa (ec. 2.13)	$H_{m0} = 0.1132 \text{ m}$
• Periodo medio (ec.2.17)	$T_{01} = 1.40228 \text{ s}$
• Periodo medio (ec. 2.18)	$T_{02} = 1.27005 \text{ s}$

A partir del espectro se generan diferentes series de oleaje aleatorio. Se simularon series de oleaje de unas 500 olas y de una duración de unos 10 minutos. Se generaron y analizaron más de 1000 series de oleaje para estudiar la influencia del factor de agrupamiento en diversos parámetros del oleaje, y para escoger 2 series con GF extremos y una intermedia.

La generación de las series de oleaje a partir de un espectro se realiza utilizando la transformada inversa de Fourier. Se discretiza el espectro en diferentes frecuencias, a cada una de esas frecuencia le corresponde una onda sinusoidal. La amplitud de cada onda se determina a partir de la energía del espectro (área bajo la curva que le corresponde a cada frecuencia). Finalmente, la serie de oleaje irregular resulta de la sumatoria de todas las ondas sinusoidales (una para cada frecuencia) con un ángulo de desfase aleatorio entre ellas.

La serie que presento mayor GF fue la 672 con un $GF=0.77$ y la menor fue la 982 con un $GF=0.47$. La serie intermedia escogida fue la 12 con un $GF=0.61$.

En la figura 2.2 se representa la variación del periodo medio de cada serie de oleaje respecto al factor de agrupamiento. El periodo medio fue calculado por el método de pasos ascendentes por cero. Se puede observar que no existe dependencia entre el T medio y el GF, asimismo, se aprecia que el T_{02} se ajusta mejor a los datos que el T_{01} .

En la figura 2.3 se observa la relación entre diferentes alturas características del oleaje y el factor de agrupamiento. Se observa que el H_{rms} y el H_s no varían según el GF, mientras que sí se aprecia una relación entre el $H_{1/10}$ y el $H_{1/100}$. El $H_{1/10}$ y el $H_{1/100}$ tienden a aumentar al aumentar el GF.

Periodo medio del oleaje vs GF

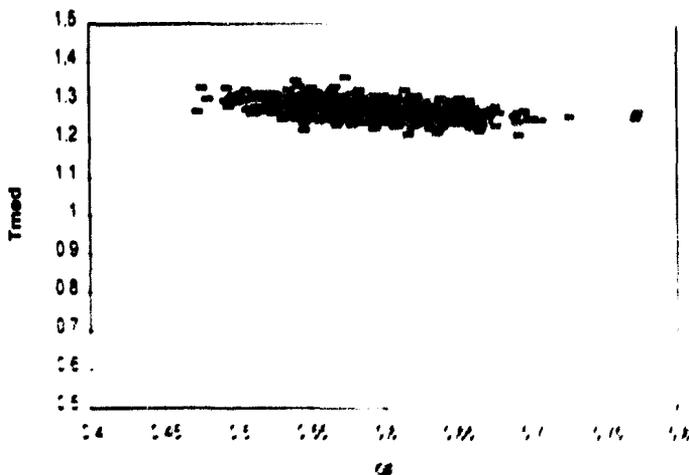


Figura 22 Comparación entre el período medio y el factor de altura del oleaje.

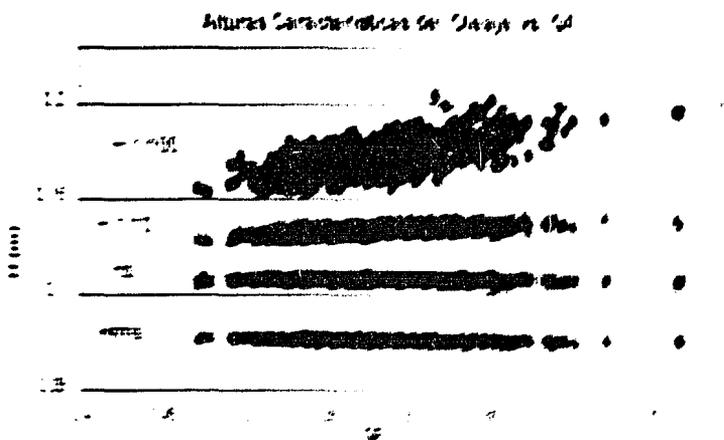


Figura 23 Algunas Características del Oleaje vs GF. Características de altura del oleaje.

En la Figura 22 se observan las relaciones de periodo medio con el factor de altura del oleaje. En la Figura 23 se observan las relaciones de altura del oleaje con el factor de altura del oleaje. En la Figura 24 se observan las relaciones de periodo medio con el factor de altura del oleaje. En la Figura 25 se observan las relaciones de altura del oleaje con el factor de altura del oleaje. En la Figura 26 se observan las relaciones de periodo medio con el factor de altura del oleaje. En la Figura 27 se observan las relaciones de altura del oleaje con el factor de altura del oleaje.

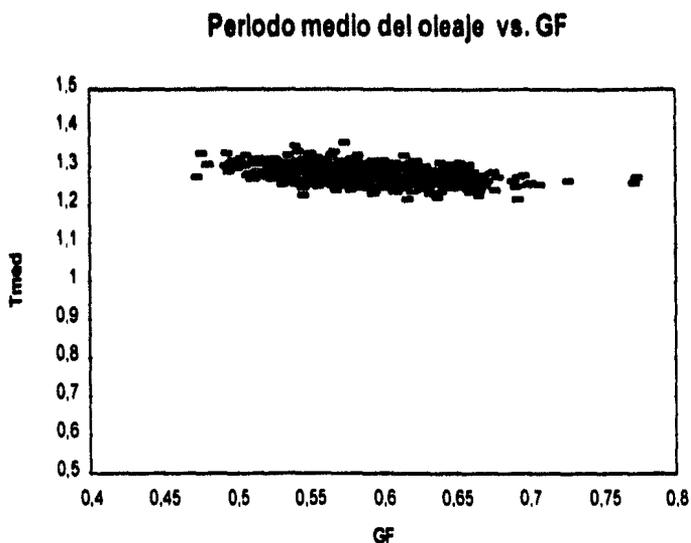


Figura 2.2 Comparación entre el período medio y el factor de agrupamiento

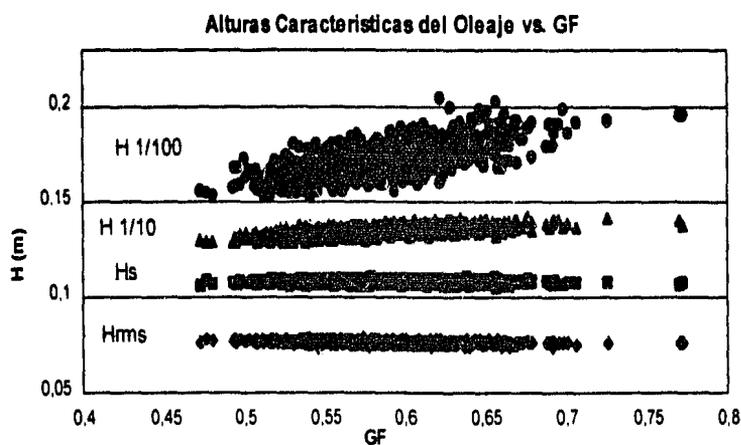


Figura 2.3 Comparación entre el factor de agrupamiento y diferentes alturas de oleaje representativas

En la figura 2.4 se presentan las densidades de probabilidad de las tres series escogidas ($GF=0.47$, $GF=0.61$, $GF=0.77$). Se presentan las distribuciones teóricas de periodos en la figura 2.5 y en la figura 2.6 se encuentran las probabilidades de excedencia de las funciones teóricas y de los datos experimentales (se presentó solo 1 de las series experimentales ya que existe muy poca diferencia entre ellas).

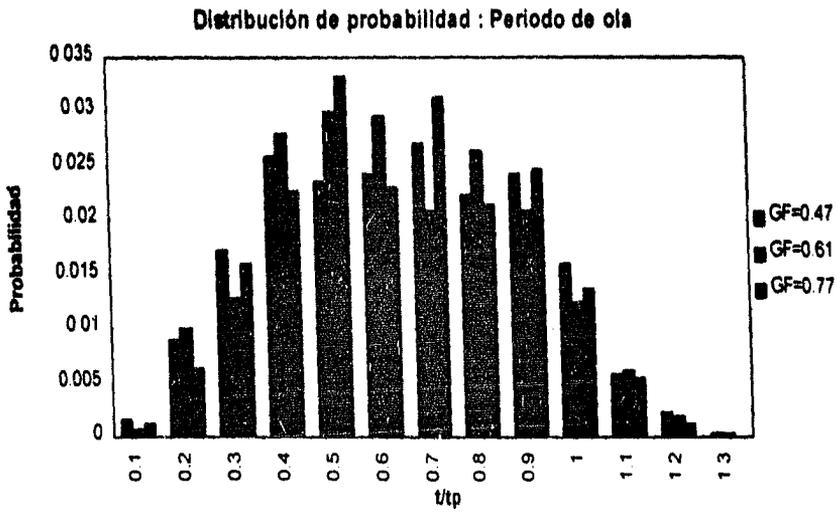


Figura 2.4 Distribución de probabilidad de periodos de ola para diferentes factores de agrupamiento

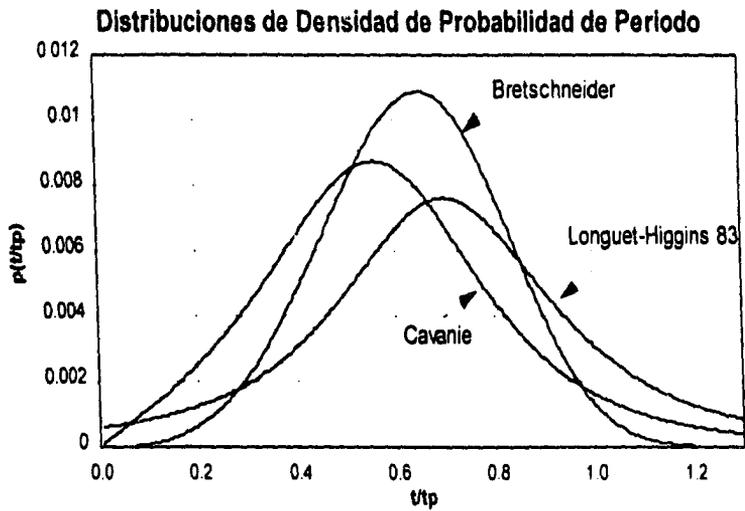


Figura 2.5 Diferentes distribuciones de densidad de probabilidad teórica de periodos de ola

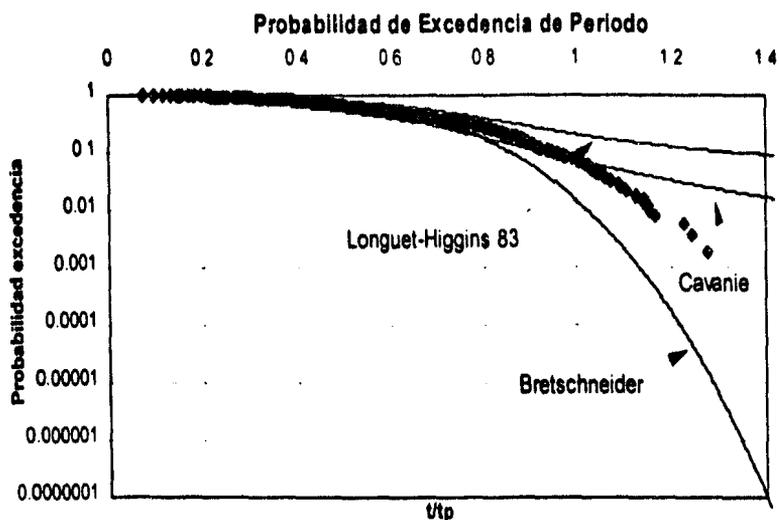


Figura 2.6 Comparación entre diferentes distribuciones de probabilidad teóricas y numéricas de periodos de ola

En las figura 2.7, 2.8 y 2.9 se presentan de igual forma las distribuciones de probabilidad para las alturas de ola. Para los valores de la cola (probabilidad de excedencia muy baja), la distribución de Tayfun es la que mejor se ajusta.

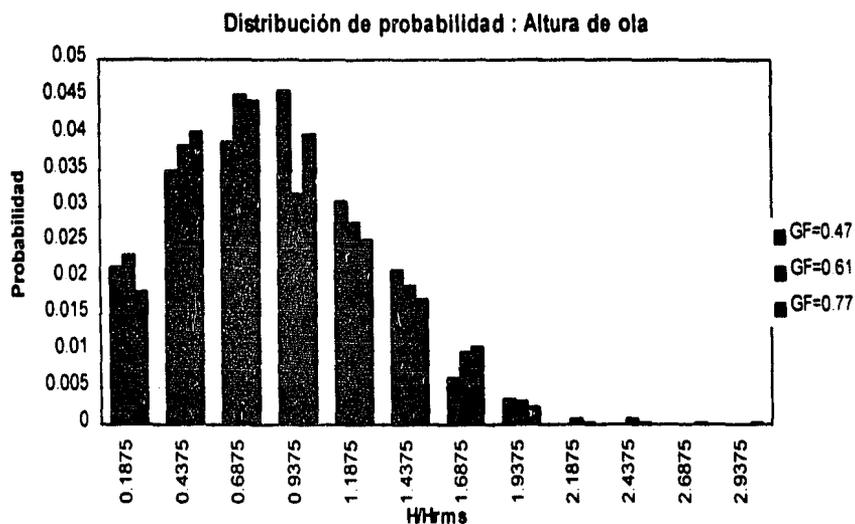


Figura 2.7 Distribución de probabilidad de altura de ola para diferentes factores de agrupamiento

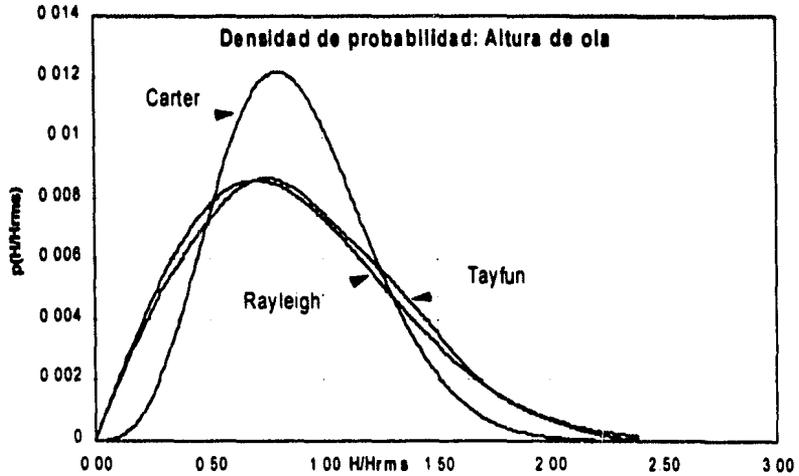


Figura 2.8 Diferentes distribuciones de densidad de probabilidad teórica de alturas de ola

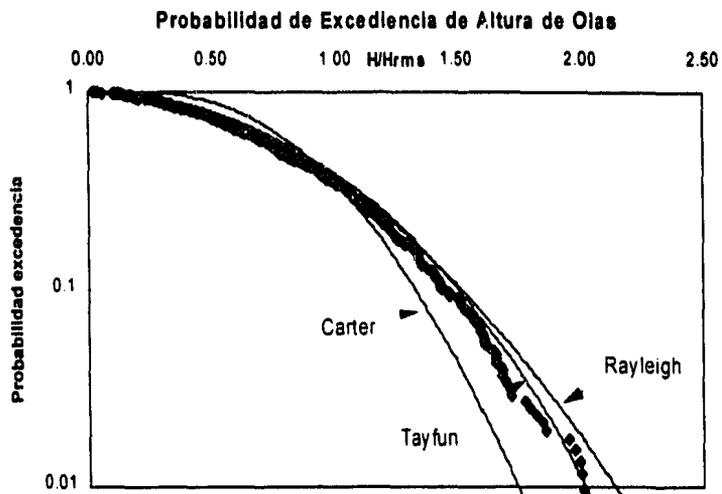


Figura 2.9 Comparación entre diferentes distribuciones de probabilidad teóricas y numéricas de alturas de ola

En la figura 2.10 se encuentran las distribuciones de densidad de probabilidad conjunta de altura y periodo de ola para los tres casos estudiados. En la figura 2.11 se presentan las distribuciones teóricas de probabilidad conjunta de periodo y altura de Bretschneider, Cavanié y Longuet-Higgins 83. La distribución de Cavanié es la que mejor ajusta a los datos experimentales; la distribución de Longuet-Higgins 83 también se ajusta bastante bien a los datos.

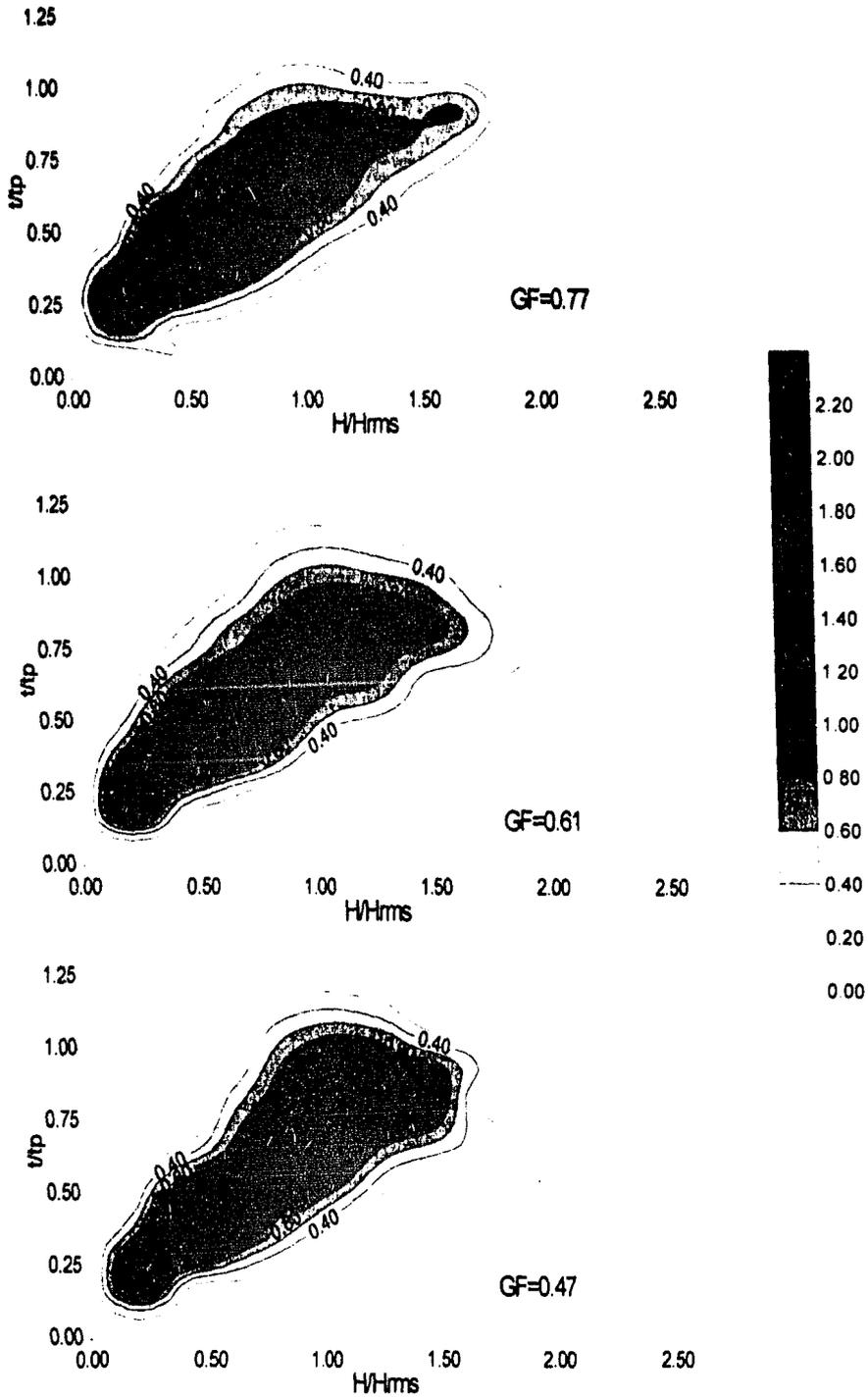


Figura 2.10 Distribución de densidad de probabilidad conjunta altura - periodo de ola para G.F. = 0.77, G.F. = 0.61 y G.F. = 0.47

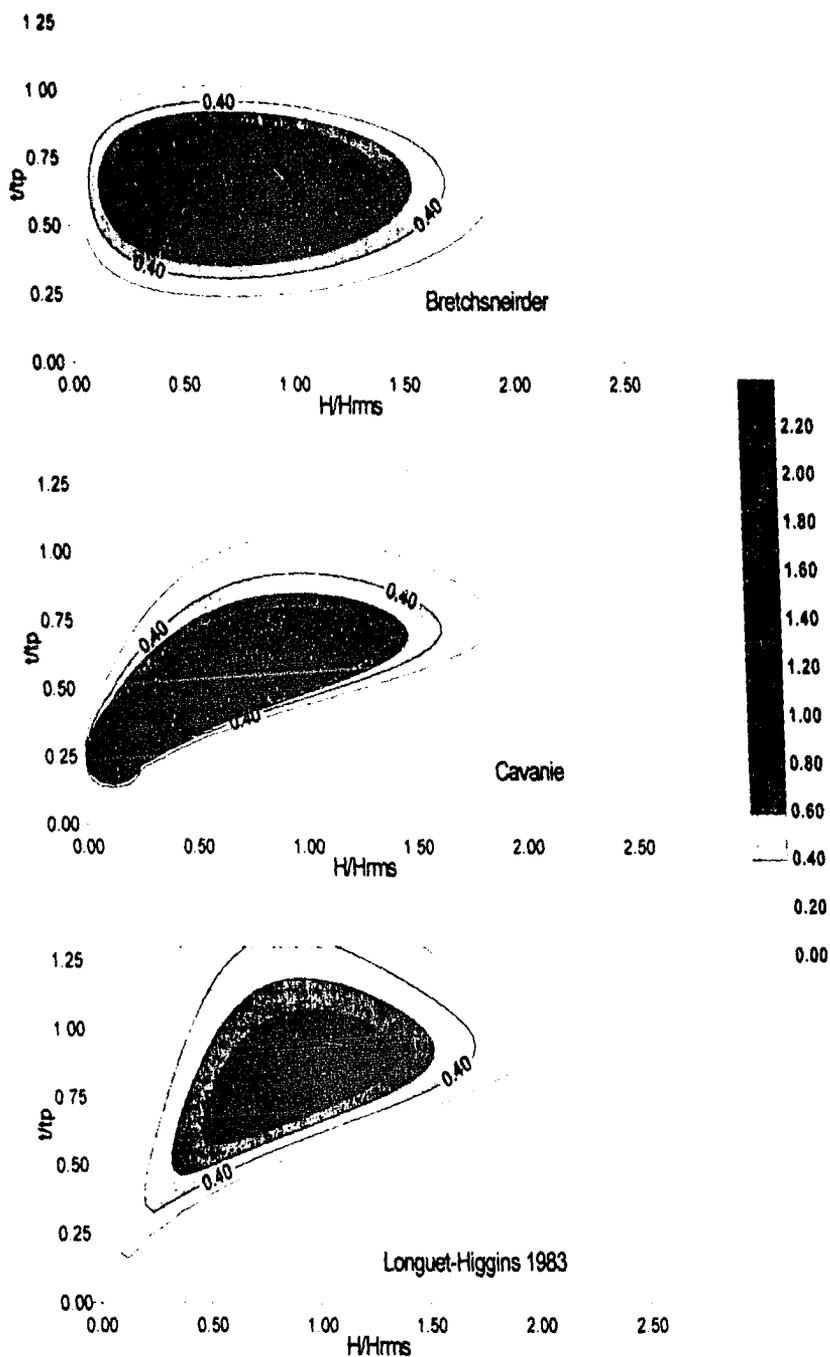


Figura 2.11 Distribución de densidad de probabilidad conjunta altura de ola - periodo, Bretschneider, (1964); Cavanié et. al. (1976); Longuet-Higgins, (1983).

2.8 Conclusiones y observaciones

En este capítulo se estudiaron las principales formas de definir un estado de mar: estadística o espectralmente, así como las diferentes distribuciones teóricas. Utilizando un espectro teórico se generaron diferentes series de oleaje, las cuales se utilizaron para estudiar la influencia del factor de agrupamiento y algunas se compararon con las distribuciones teóricas estudiadas. Al analizar los resultados obtenidos, se pudo llegar a las siguientes conclusiones:

1. El periodo medio del oleaje, medido por el método de pasos ascendentes por cero, no muestra ninguna dependencia con el factor de agrupamiento (GF).
2. El valor de T_{02} se ajusta de mejor a los datos reales que el T_{01} , cuando se estima el periodo medio a partir del espectro.
3. Las alturas características del oleaje H_{med} , H_{rms} y $H_{1/3}$ no tienen una clara dependencia del factor de agrupamiento. Otras alturas características como el $H_{1/10}$ y el $H_{1/100}$ si muestran una marcada dependencia con el factor de agrupamiento: a mayor GF, mayores son los valores de $H_{1/10}$ y $H_{1/100}$.
4. Las distribuciones de periodo, altura de ola y las distribuciones conjuntas de periodo y altura tienen un mismo comportamiento general para los diferentes factores de agrupamiento estudiados, por lo que se concluye que estas distribuciones no dependen del GF.
5. Ninguna de las distribuciones de periodos de ola se ajusta bien a los datos obtenidos de la simulación numérica.
6. La distribución de Tayfun representa correctamente diferentes estados de mar, y tiene la ventaja de tomar en cuenta la rotura del oleaje en aguas poco profundas.

CAPÍTULO III

ASCENSO MÁXIMO Y DESCENSO MÁXIMO

3. ASCENSO MÁXIMO Y DESCENSO MÁXIMO

3.1 INTRODUCCIÓN

Uno de los aspectos más importantes para el diseño de un dique es su geometría, la cual está condicionada, entre otros, por las siguientes preguntas: ¿La estructura puede aceptar rebase o no? y, en caso afirmativo, ¿cuánto?.

Es muy frecuente que quien esta involucrado en el proceso de diseño, construcción o supervisión de estructuras portuarias tales como diques o rompeolas desee realizar una evaluación de las características de flujo de forma sencilla, fácil, rápida, fiable y sobre todo que no exija muchos recursos técnicos o materiales.

En este capítulo se presentan diferentes maneras de estimar el ascenso máximo y el descenso máximo. Conocer la magnitud del ascenso máximo y del descenso máximo es muy importante para el diseño de estructuras costeras. El ascenso máximo determina la magnitud del francoborco o bordo libre necesario para evitar rebases en diques, rompeolas, etcétera. El descenso máximo ayuda a determinar la máxima distancia debajo del nivel medio del agua en donde se tendrán las mayores velocidades del agua, y por ende donde se deben de colocar las piezas de mayor peso.

Es extensa la lista de investigaciones que han realizado estudios para entender y determinar el ascenso máximo y descenso máximo, por lo que a continuación se hará un breve repaso de lo que han sido las aportaciones más relevantes a lo largo de las últimas décadas.

Para taludes lisos, Hunt (1954) encontró la siguiente relación para evaluar el ascenso máximo:

$$\frac{Ru}{H} = Ir \quad (3.1)$$

donde Ir es el número adimensional de Iribarren, definido como :

$$Ir = \tan(\alpha) / \sqrt{\frac{H}{L_o}} \quad (3.2)$$

- α es el ángulo del talud de la estructura
- H es la altura de la ola
- L_o es la longitud de la ola en aguas profundas
- Ru es el ascenso máximo del agua sobre el talud

Esta relación fue comprobada por Enjaulé et al. (1968), Battjes y Roos (1974), así como en la experimentación efectuada en Delft Hydraulics Laboratory para el Dutch Technical Advisory committee's Report (1974) para números de Iribarren inferiores a 2.5.

Günbak (1976) llevó a cabo una serie de experimentos en un rango más amplio del número de Iribarren (hasta $I_r = 6$), encontrando que la expresión propuesta por Hunt (1954) sólo es válida para roturas en voluta o descrestamiento ($I_r < 2.5$). Con estos datos, se desarrollaron nuevas fórmulas para cubrir un rango mayor de números de Iribarren. Las expresiones fueron propuestas por Pocklington y luego modificadas por Le Méhauté :

$$Ru / H = 2 \quad I_r > 4 \quad (3.3)$$

$$Ru / H = 2.5 \cdot \left(\frac{I_r - 2.5}{3} \right) \quad 2.5 \leq I_r \leq 4 \quad (3.4)$$

$$Ru / H = I_r \quad I_r \leq 2.5 \quad (3.5)$$

Para olas no rompiendo, Miche(1944) desarrolló una ecuación para estructuras en aguas profundas y taludes muy pronunciados:

$$\frac{Ru}{H} = \frac{\sqrt{\pi}}{2\theta} \quad (3.6)$$

donde θ es el ángulo del talud medido en radianes.

Para taludes rugosos, Losada y Giménez-Curto (1979) basados en las experimentaciones realizadas por otros investigadores proponen una ley del tipo:

$$\frac{Ru}{H} = Au[1 - e^{-BuI_r}] \quad (3.7)$$

donde los coeficientes Au y Bu varían dependiendo de las características del tipo de piezas del talud.

Ahrens y Heimbaugh (1988) basados en una serie de ensayos en laboratorio parametrizaron los resultados obtenidos y con base en ellos proponen la siguiente expresión:

$$\frac{Ru_{\max}}{H_{m0}} = \frac{aI_r}{1 + bI_r} \quad (3.8)$$

donde a y b son coeficientes adimensionales determinados por un análisis de regresión.

Scott (1992) establece la siguiente expresión para estimar el ascenso máximo en playas de baja pendiente. Se basa en la fórmula de Hunt y utiliza los datos de Holman (1986). Propone eliminar la pendiente α de la expresión:

$$\frac{Ru}{H_{m0}} \propto \frac{I}{\sqrt{L_0}} \quad (3.9)$$

L_0 se obtiene a partir del T_p del espectro y la constante de proporcionalidad es igual a 0.12

Wurjanto y Kobayashi (1991) desarrollaron un modelo numérico para propagar el oleaje sobre un talud. Tiene la posibilidad de trabajar con oleaje regular como con oleaje irregular, con el inconveniente que cuenta con parámetros, como el de fricción, que deben ser calibrados vía ensayos en laboratorio o con medidas "in situ".

En este trabajo se hará uso de la Hipótesis de Equivalencia, que sirve como punto de enlace entre dos criterios: el uso de oleaje regular o de oleaje irregular para el diseño; y la cual fue propuesta inicialmente por Saville (1962) y empíricamente desarrollada por Van Oorsshot y d'Angremong (1968) y Battjes (1974) para ascenso máximo sobre pendientes suaves, por Brunn y Johannesson (1977) y Brunn y Günbak (1978) para ascenso máximo sobre una pendiente permeable rugosa. Borgman (1969), Borgman (1972) y Sarpkaya e Isaacson (1981) para el cálculo de fuerzas sobre cuerpos, y más recientemente Losada y Giménez-Curto (1979) y Losada (1990) para el cálculo de estabilidad de diques. El Shore Protection Manual (1984) recomienda el uso de esta hipótesis tanto para el cálculo del ascenso máximo, rebase, transmisión, fuerzas y estabilidad de diques.

El objetivo esencial de este capítulo se centra en determinar la validez de la aplicación de la hipótesis de equivalencia para la evaluación tanto del ascenso máximo como del descenso máximo en diques de talud, así como proponer vías alternativas de tipo ingenieril para su cálculo.

Para realizar la evaluación del ascenso máximo y descenso máximo producido por oleaje irregular y oleaje regular, se decidió utilizar el modelo numérico RBREAK, ya que presenta las ventajas de estar contrastado con resultados experimentales y requerir relativamente poco tiempo para realizar las corridas. En este capítulo se acepta que los resultados aportados por este modelo son suficientemente buenos y consistentes para considerarlos representativos de la realidad.

3.2 CARACTERÍSTICAS DEL FLUJO SOBRE EL TALUD

Cuando una ola incide sobre un dique coronado sobre el nivel medio del agua en reposo, el agua se desplaza sobre el. El nivel máximo que alcanza el agua al ascender por el talud, si no llega a alcanzar la cota de coronación del dique, es conocido como ascenso máximo o *run up* (R_u); mientras que si la altura de la estructura es inferior a la alcanzada por el agua parte de esta desbordará el dique, produciéndose el fenómeno denominado *overtopping* o rebase. El punto de máximo descenso del agua sobre el dique es conocido como descenso máximo o *run down* (R_d).

En la figura 3.1 se encuentra representado el fenómeno del ascenso máximo y descenso máximo.

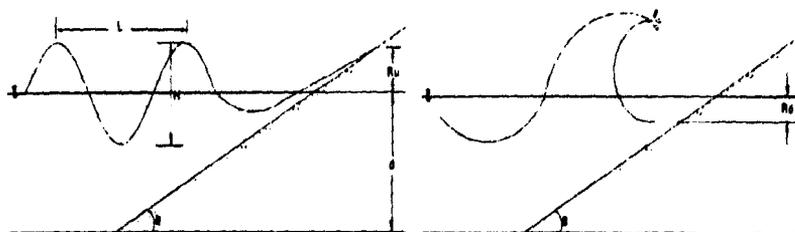


Figura 3.1 Representación el fenómeno del ascenso máximo y descenso máximo.

El ascenso máximo y descenso máximo son una función de las características del oleaje, profundidad del agua, pendiente de la playa en frente a la estructura, pendiente de la estructura, forma de la estructura y su rugosidad.

$$R_u, R_d = f(H, T, c, E, d, \beta, S_b, \alpha, S, r, \mu, \rho)$$

Características del oleaje

- H: altura de ola
- T: periodo de onda
- c: celeridad de onda
- E: energía de oleaje

Características geométricas

- d: profundidad de agua
- S_b : pendiente de la playa
- α : pendiente de la estructura
- S: forma de la estructura
- r: rugosidad relativa del talud

Propiedades del fluido β : ángulo de incidencia del oleaje ρ : densidad del fluido μ : viscosidad dinámica

Son muchas y muy variadas las investigaciones dirigidas a resolver el problema de encontrar el valor del ascenso máximo de diseño, con el fin de construir estructuras capaces de prevenir rebases eventuales, sin tener que sobrestimar el nivel del francobordo o bordo libre. A nivel teórico, el problema no está satisfactoriamente resuelto, por lo que muchas aproximaciones y simplificaciones se han tenido que hacer al problema y, como consecuencia, se han generado diferentes vías de investigación, las cuales se han centrado principalmente en:

- Ensayos de laboratorio
- Medidas "in situ"
- Aproximación de teorías
- Métodos numéricos

En cuanto al oleaje se ha investigado tanto en forma conjunta como individual:

- Acción de una onda
- Acción de un tren monocromático
- Acción de oleaje irregular
- Oleaje no roto
- Oleaje roto no saturado
- Oleaje roto saturado

En lo concerniente a las características geométricas, las principales simplificaciones han sido dirigidas a casos de

- Taludes lisos
- Taludes rugosos
- Taludes simples
- Taludes compuestos
- Incidencia normal
- Profundidad constante hasta llegar al pie del talud del dique

3.3 HIPÓTESIS DE EQUIVALENCIA

La Hipótesis de Equivalencia ha sido utilizada por muchos investigadores a lo largo de la historia del estudio de procesos aleatorios, pero en la mayoría de los autores se ha encontrado que su uso es más implícito que explícito; es por eso que se usará una de las pocas definiciones que se encuentran en la literatura para establecer este concepto y la cual fue realizada por Losada (1990), que lo hizo de la siguiente forma:

"En un estado de mar, definido por su H_s , (altura de ola significativa), T (período medio entre pasos ascendentes por el nivel medio del mar), y los parámetros espectrales ϵ y ν , las variables tales como el tipo de rompiente, ascenso máximo, descenso máximo, altura de ola reflejada, altura de ola transmitida, pueden ser consideradas variables aleatorias que adquieren un valor diferente para cada ola dentro de un estado de mar. La función de distribución de esas variables aleatorias puede ser obtenida asignando a cada ola irregular individual el mismo valor que sería producido por un tren de ondas periódico de la misma altura de ola y del mismo período. Es importante resaltar la naturaleza estadística de esta hipótesis, la cual no necesariamente implica que cada onda individual genere la misma manifestación del fenómeno como el tren de ondas regular equivalente, pero es menos restrictivo; esto se refiere al promedio de muchos valores más que a ondas individuales."

Debido a que el concepto de Hipótesis de Equivalencia tiene un origen más de tipo ingenieril que matemático, a priori parece tener su punto débil en la falta de un fundamento estadístico que sea lo suficientemente consistente para deducirlo por vía analítica. Otro de los aspectos y uno de los cuales ha hecho explorar otras vías de análisis es la interrogante de si la interacción entre los diferentes componentes aleatorios queda bien representada por trenes de ondas individuales, o si el promedio de estos resultados tiene la suficiente validez para ser aceptado.

La Hipótesis de Equivalencia tiene como objetivo la simplificación de los problemas aleatorios, ya que ésta sustenta su base en el tratamiento de los mismos como sistemas lineales. Un proceso aleatorio, como tal, es prácticamente imposible de predecir y en el tratamiento de predicción del mismo siempre se cometen errores, debidos por una parte a su incertidumbre y por otra, quizás la más importante, al desconocimiento o falta de aplicación de muchos factores que intervienen en la generación de estos procesos aleatorios. Por lo tanto, resulta atractivo investigar si con la hipótesis de equivalencia es posible simplificar su estudio.

3.4 MÉTODOS DE TRABAJO

Para comparar las diferentes formas de evaluar el ascenso máximo y el descenso máximo, se utilizó como método de referencia la propagación numérica del oleaje irregular.

A continuación se describen los diferentes métodos y aproximaciones utilizados para la estimación del ascenso máximo y descenso máximo.

3.4.1 MÉTODO EXPERIMENTAL DE REFERENCIA

El método experimental trata de reproducir lo más fielmente posible las condiciones en las cuales una estructura va a tener que trabajar. Este método aporta resultados que son menos cuestionados en cuanto a su fiabilidad; sin embargo, normalmente presenta el inconveniente de requerir para su aplicación un gran número de recursos materiales y técnicos complicados.

La propagación del oleaje se realizó mediante el modelo numérico RBREAK desarrollado por Wurjanto y Kobayashi (1991), el cual ya ha sido validado y presenta la ventaja de poder registrar el movimiento de la superficie libre del agua sobre el talud.

Al tener el registro de los desplazamientos del agua sobre el talud, éste es analizado por el método de pasos ascendentes por cero y de esta manera se obtienen todos los valores de ascenso máximo y descenso máximo producidos por las series de oleaje irregular.

Los valores del ascenso máximo y descenso máximo se ordenan en forma ascendente o descendente y se analizan estadísticamente.

3.4.2 MÉTODO OLA A OLA

Este método utiliza directamente el concepto de hipótesis de equivalencia y es el que normalmente se utiliza cuando se realizan mediciones utilizando trenes de oleaje monocromáticos.

A los efectos que produce un oleaje regular, por ejemplo ascenso máximo y descenso máximo, se les asigna la probabilidad de que una onda de la misma altura y periodo del tren de oleaje monocromático, se encuentre en el registro de oleaje irregular.

El oleaje irregular se separa por medio del método de pasos ascendentes por cero y se obtiene una lista de altura de olas-periodo. Ya que normalmente es muy complicado trabajar con todas las olas (un registro típico puede tener en promedio de 100 a 1500 olas), se puede proceder a construir una tabla, en la que cada celda represente la probabilidad de que una ola se presente dentro de un rango de altura y periodo de onda. Por ejemplo:

	$0.0 < T < 1.0$	$1.0 < T < 2.0$	$2.0 < T < 3.0$
$0.0 < H < 0.5$	$P_{1,1}$	$P_{2,1}$	$P_{3,1}$	$P_{j,1}$
$0.5 < H < 1.0$	$P_{1,2}$	$P_{2,2}$	$P_{3,2}$	$P_{j,2}$
$1.0 < H < 1.5$	$P_{1,2}$	$P_{2,2}$	$P_{3,2}$	$P_{j,2}$
.....	$P_{1,j}$	$P_{2,j}$	$P_{3,j}$	$P_{j,j}$

Una vez construida esta tabla, se procede a propagar cada una de las ondas - periodo y altura medios de cada celda -, ya sea numéricamente (como en el caso de este trabajo) o experimentalmente. Se miden los efectos que produce el tren regular (ascenso máximo y descenso máximo) y se construye otra malla análoga a la anterior, tanto para el ascenso máximo como para el descenso máximo.

	$0.0 < T < 1.0$	$1.0 < T < 2.0$	$2.0 < T < 3.0$
$0.0 < H < 0.5$	$R_{1,1}$	$R_{2,1}$	$R_{3,1}$	$R_{j,1}$
$0.5 < H < 1.0$	$R_{1,2}$	$R_{2,2}$	$R_{3,2}$	$R_{j,2}$
$1.0 < H < 1.5$	$R_{1,2}$	$R_{2,2}$	$R_{3,2}$	$R_{j,2}$
.....	$R_{1,j}$	$R_{2,j}$	$R_{3,j}$	$R_{j,j}$

donde R puede ser la magnitud del ascenso máximo o descenso máximo.

Luego, se le asigna a cada valor R la probabilidad de que se presente la ola que lo produjo (combinando las dos tablas). Ordenando los datos en forma creciente o decreciente se puede realizar la estadística que se considere necesaria. Siguiendo el mismo ejemplo:

ASCENSO MÁXIMO	PROBABILIDAD
$R_{3,1}$	$P_{3,1}$
$R_{2,2}$	$P_{2,2}$
$R_{3,4}$	$P_{3,4}$
$R_{1,1}$	$P_{1,1}$
$R_{5,3}$	$P_{5,3}$
$R_{3,2}$	$P_{3,2}$
.....

3.4.3 EVALUACIÓN DEL ASCENSO MÁXIMO Y DESCENSO MÁXIMO VÍA DESARROLLO TEÓRICO

Un desarrollo teórico, basado en relaciones funcionales, entre la probabilidad conjunta (H,T) y una función de flujo es otra vía para realizar una evaluación de la probabilidad del ascenso máximo como la del descenso máximo producidos por un estado de mar. Este criterio también está fundamentado en la hipótesis de equivalencia.

El concepto utilizado es el siguiente: Se parte de una distribución de probabilidad conjunta de alturas y período de onda; ésta se transforma en una función de probabilidad de ascenso máximo y descenso máximo. En este apartado se utilizan las fórmulas más aceptadas hasta el momento, pero es posible reemplazar una o todas ellas mientras no se cambie la metodología.

Considérese la función de densidad de probabilidad conjunta de alturas de ola y períodos propuesta por Longuet-Higgins (1983).

$$p(H,T) = \left(\frac{H^2 \bar{T}}{8v\sqrt{2\pi} m_0^2 T^2} \right) e^{-\frac{H^2}{8m_0} \left(1 + \frac{1}{v} \left(1 - \frac{\bar{T}}{T}\right)^2\right)} L(v) \quad (3.10)$$

Y, por otro lado, la formula propuesta por Losada y Giménez-Curto (1979) para evaluar el ascenso máximo y el descenso máximo

$$Ru = H[Au(1 - e^{-Bu/r})] \quad (3.11)$$

$$Rd = H[Ad(1 - e^{Bd(Ir - Ir_0)})] \tag{3.12}$$

donde Ir_0 es el valor del número de Iribarren donde el valor de Rd/H adquiere un valor igual a cero, y (Au, Bu) y (Ad, Bd) son parámetros que dependen del material del talud, los cuales se pueden encontrar en tablas, gráficos o por ajuste de resultados de ensayos. En la figura 3.2 y 3.3 se presentan dos gráficas utilizadas para la obtención de Au, Bu, Ad y Bd .

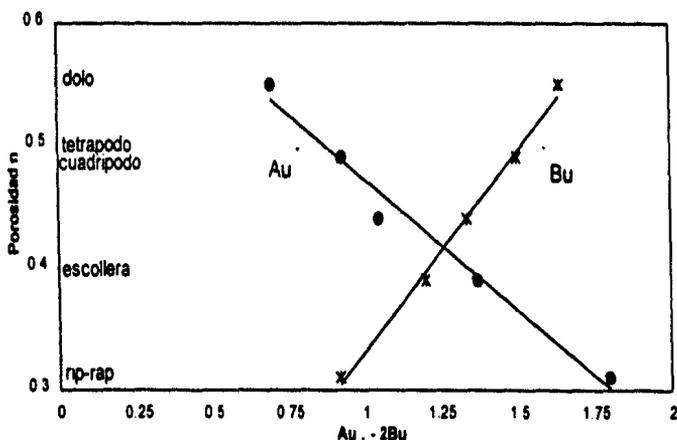


Figura 3.2 Gráfica utilizada para determinar A_u y B_u , datos reportados por Losada (1988)

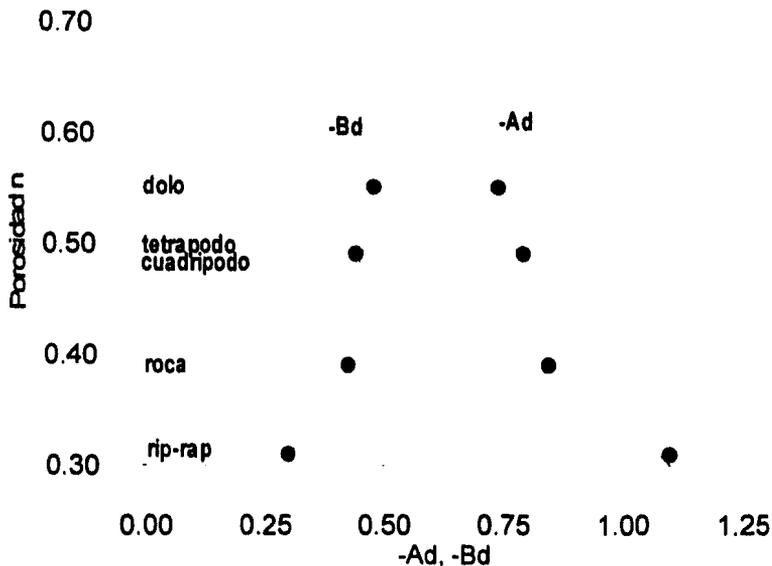


Figura 3.3 Gráfica utilizada para determinar A_d y B_d , datos reportados por Losada (1988)

La probabilidad acumulada del ascenso máximo se puede definir como:

$$P(Ru) = P[Ru \leq Ru_o] = P[HAu(1 - e^{-Bu/r}) \leq Ru_o] \quad (3.13)$$

donde

$$Ru = f(H, T, A_u, B_u) \quad (3.14)$$

$$P(R_u) = \iiint p(H, T, A_u, B_u) dH dT dA_u dB_u \quad (3.15)$$

Los valores A_u, B_u son parámetros de ajuste, los cuales son producto de ensayos. Hasta hoy no existe un estudio teórico o parametrización del tipo de distribución que presentan dichos parámetros, sin embargo, si se conociera la función de distribución de probabilidad de A_u y B_u , ésta se substituiría en la ecuación anterior y el desarrollo sería semejante al descrito a continuación si se ignora el siguiente supuesto.

Si se supone que A_u, B_u y H, T son variables independientes, la ecuación anterior se transforma en:

$$P(R_u) = \iiint p(H, T) p(A_u, B_u) dH dT dA_u dB_u \quad (3.16)$$

y, consecuentemente se expresa como:

$$P(R_u, A_u, B_u) = \iint p(H, T) dH dT \quad (3.17)$$

ó

$$P(R_u, A_u, B_u) = \int_0^\infty \int_0^{\sqrt{\frac{2\pi H}{g} \frac{1}{\tan \alpha B_u} \ln(1 - \frac{R_u}{A_u H})}} \frac{H^2 \bar{T} L(v)}{8v \sqrt{2\pi} m_o^{1/2} T^2} e^{\frac{H^2}{8m_o v} \left(1 - \frac{1}{v^2} \left(\frac{\bar{T}}{T}\right)^2\right)} dT dH \quad (3.18)$$

de tal forma que, con independencia de la probabilidad de A_u y B_u , es factible resolver numéricamente ésta ecuación. Un desarrollo análogo se efectúa para el caso del descenso máximo.

3.4.4 MÉTODO OLA A OLA UTILIZANDO LA FÓRMULA DE LOSADA

Este método es una combinación de los dos métodos anteriores. El registro de oleaje se analiza por el método de pasos ascendentes y se obtiene una lista de olas. Se calcula el

número de triarrien de cada onda y con él se estima el ascenso máximo o el descenso máximo mediante la fórmula de Losada.

Se ordenan los valores en forma ascendente o descendente y se realiza un análisis estadístico, tanto para el ascenso máximo como para el descenso máximo.

3.4.5 APROXIMACIÓN INGENIERIL

La aproximación ingenieril se basa en una observación de Nielsen (1990), así como de otros investigadores, que han visto que la probabilidad de ocurrencia del ascenso máximo sigue una ley semejante a la de Rayleigh. Se consideró como hipótesis que la distribución del ascenso máximo sigue una ley análoga a las distribuciones de probabilidades de altura de ola.

Si se aplican las mismas distribuciones de probabilidad de las de altura de oleaje, es posible encontrar la distribución de ascenso máximo a partir de las características medias del ascenso máximo.

Se puede evaluar un Ru_{rms} a partir de la fórmula de Losada y de un Ir_{rms} obtenido con datos de oleaje.

$$Ir_{rms} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H_{rms} / L_{omed}}} \quad (3.19)$$

donde

$$L_{omed} = \frac{gT_{02}^2}{2\pi} \quad (3.20)$$

$$H_{rms} = \left[\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N H_i^2 \right]^{1/2} = \sqrt{8m_0} \quad (3.21)$$

De tal forma que el valor cuadrático medio del ascenso máximo se puede aproximar a:

$$Ru_{rms} = H_{rms} [Au(1 - e^{-Bu/Ir_{rms}})] \quad (3.22)$$

y el valor cuadrático medio del descenso máximo :

$$Rd_{rms} = H_{rms} [Ad(1 - e^{-Bd/Ir_{rms}})] \quad (3.23)$$

Si se asume que el ascenso máximo sigue una ley semejante a la distribución de Rayleigh, se puede expresar la distribución de probabilidad del ascenso máximo y del descenso máximo de la siguiente forma:

$$p(Ru) = \frac{2Ru}{Ru_{rms}} e^{-\frac{Ru^2}{Ru_{rms}^2}} \quad (3.24)$$

En el caso de realizar una analogía con la función de distribución propuesta por Tayfun (1981), deberá considerarse que el parámetro N es el mismo que el obtenido para el caso de distribución de probabilidad de altura de ola, con lo que se tendría la siguiente expresión:

$$p(\xi, N) = \xi \int_0^{\infty} \left[u J_0^N \left(\frac{u}{N^{1/2}} \right) J_0(\xi u) \right] du \quad 0 \leq \xi \leq N^{1/2} \quad (3.25)$$

$$p(\xi, N) = \xi \left[1 - \frac{4}{\pi} \cos^{-1} \left(\frac{N^{1/2}}{\xi} \right) \right] \int_0^{\infty} \left[u J_0^N \left(\frac{u}{N^{1/2}} \right) J_0(\xi u) \right] du \quad N^{1/2} \leq \xi \leq (2N)^{1/2} \quad (3.26)$$

donde,

$$\xi = Ru / Ru_{rms} \quad (3.27)$$

También es factible realizar un tratamiento semejante para la distribución propuesta por Carter (1981)

Distribución acumulada de Carter:

$$P(Ru \geq Ru_0) = 1 - \left(e^{-\left(\frac{Ru_0}{Ru_{rms}}\right)^2} + \sqrt{2\pi} \frac{Ru_0}{Ru_{rms}} e^{-\left(\frac{Ru_0}{Ru_{rms}}\right)^2} \text{Erf}\left[\sqrt{2}\right] \right) \quad (3.28)$$

$$\text{Erf}(X) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^X e^{-u^2} du \quad (3.29)$$

Para el caso del descenso máximo, se procede de la misma manera utilizando el Rd_{rms}

3.5 MEDIDAS DEL RUN UP Y RUN DOWN, Y COMPARACIÓN ENTRE LOS DIFERENTES MÉTODOS PROPUESTOS.

El oleaje se propagó numéricamente sobre una sección típica de un dique de laboratorio. El dique tenía un talud con pendiente 1:2 y fue lo suficientemente alto para evitar el rebase del oleaje para todos los casos estudiados. La profundidad al pie del dique era de 0.5 metros y se utilizó un factor de fricción sobre el talud de 0.5 para el modelo RBREAK. La superficie libre del agua se registró en forma paralela al talud a una distancia de 10 mm.

Se utilizaron las mismas series de oleaje irregular seleccionadas en el capítulo anterior ($GH=0.47$, $GF=0.61$ y $GF=0.77$) para ser propagadas sobre el dique. Al utilizar estas tres series se intentó averiguar si el factor de agrupamiento tiene alguna influencia sobre el comportamiento del ascenso máximo y del descenso máximo.

Primero se propagaron numéricamente las series de oleaje irregular. En la figura 3.4 se presenta el espectro del desplazamiento instantáneo de la superficie libre del agua sobre el talud generado por el oleaje con $GF=0.61$. En esta figura se puede observar que la señal presenta un incremento energético en la zona de baja frecuencia, lo que se debe a un peraltamiento del oleaje o una transferencia de energía de altas a bajas frecuencias. Además, se observa que la señal presenta una pendiente de saturación en la zona de altas frecuencias a partir de 0.7 Hertz aproximadamente, la cual es proporcional a f^{-4} , coincidiendo con la observación hecha por Huntley (1977), lo cual indica que el oleaje está roto en estas frecuencias.

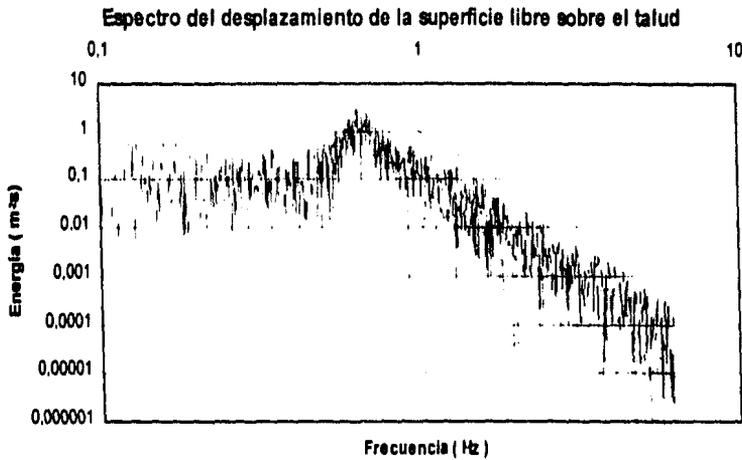


Figura 3.4 Espectro de saturación ($GF = 0.61$)

Después de aplicar el criterio de pasos ascendentes por cero para discretizar el ascenso máximo y descenso máximo de la señal obtenida sobre el talud, los resultados de probabilidad de excedencia obtenidos se presentan en las figuras 3.5 y 3.6 para los casos de ascenso máximo y descenso máximo respectivamente. Se puede observar que para probabilidades de excedencia de hasta 1% no existe una gran diferencia entre los valores obtenidos para los tres factores de agrupamiento.

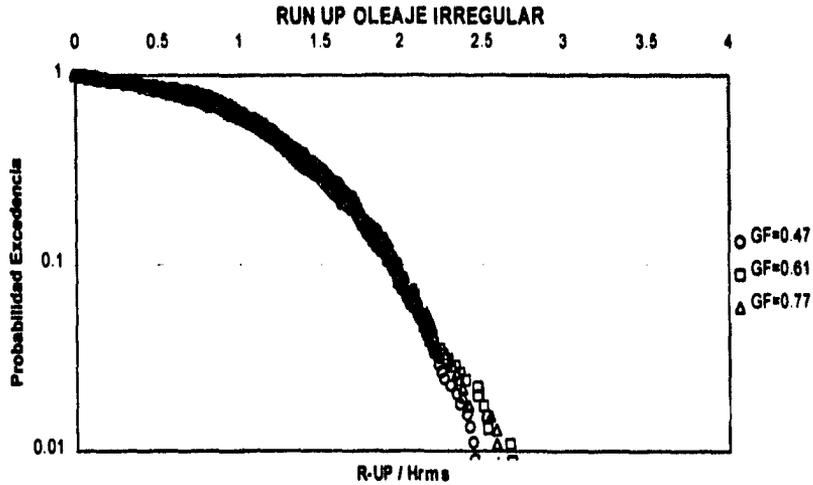


Figura 3.5 Probabilidad de excedencia para diferentes factores de agrupamiento.

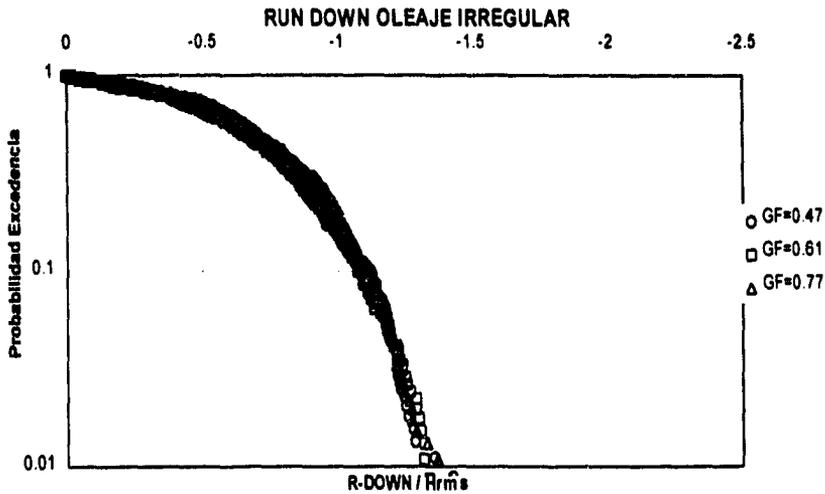


Figura 3.6 Probabilidad de excedencia para diferentes factores de agrupamiento.

Si se aplica el concepto de hipótesis de equivalencia, tomando como base la probabilidad conjunta de ocurrencia de periodo y altura de ola, y es propagada cada una de las olas, es posible realizar la misma estadística que para el caso anterior. Los resultados de probabilidad de excedencia del ascenso máximo y del descenso máximo utilizando el método regular se presentan en las figuras 3.7 y 3.8, respectivamente. Se representan en las mismas gráficas los valores obtenidos con el oleaje irregular (datos discretos) para facilitar la comparación entre los métodos.

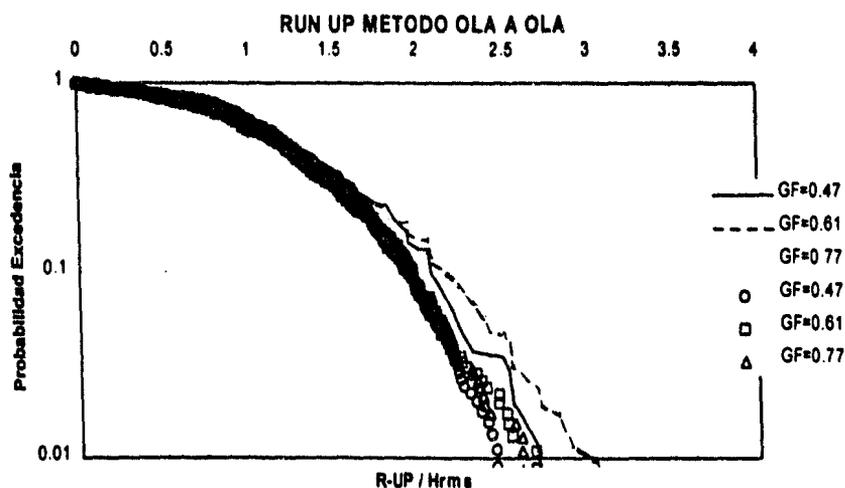


Figura 3.7 Probabilidad de excedencia del run up con el método ola-ola.

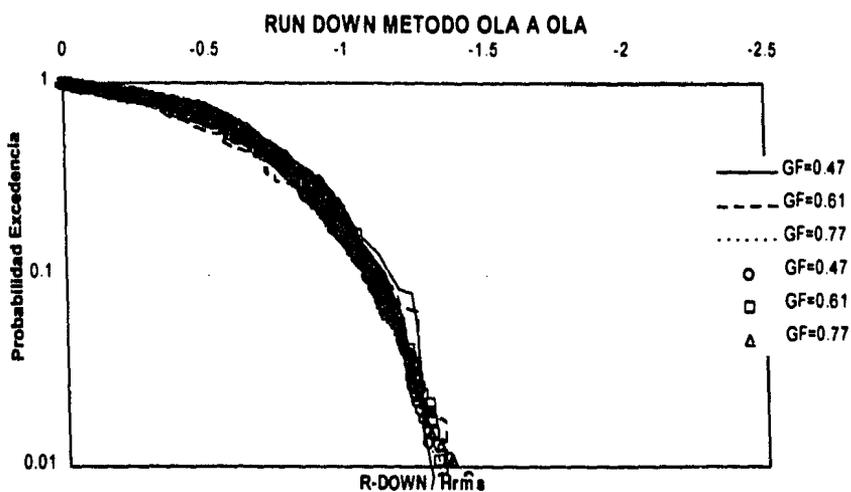


Figura 3.8 Probabilidad de excedencia del run down con el método ola-ola.

En estas gráficas se observa que el método ola a ola se ajusta bastante bien a los datos para el ascenso máximo, aunque sobrestima un poco los valores de la cola (probabilidad de excedencia baja). Para el descenso máximo, el método sigue muy bien los datos experimentales para todos los valores.

Para aplicar los restantes métodos es necesario conocer los parámetros A_u , B_u , A_d , B_d y I_r , de las fórmulas para ascenso máximo y descenso máximo propuestas por Losada. Tales parámetros se obtuvieron utilizando los valores generados por el programa RBREAK al propagar el oleaje monocromático necesario para realizar el estudio del método ola a ola.

En la figura 3.9 se presentan los valores de R_u/H y R_d/H contra sus respectivos números de Iribarren. Por medio de un análisis de mínimos cuadrados se encontraron los siguientes valores para estos parámetros:

$$\begin{array}{lll} A_u = 1.859 & B_u = -0.524 & \\ A_d = -2.26 & B_d = -0.28 & I_r = 1.71 \end{array}$$

Las curvas de mejor ajuste para el ascenso máximo y para el descenso máximo también se presentan en la misma figura 3.9.

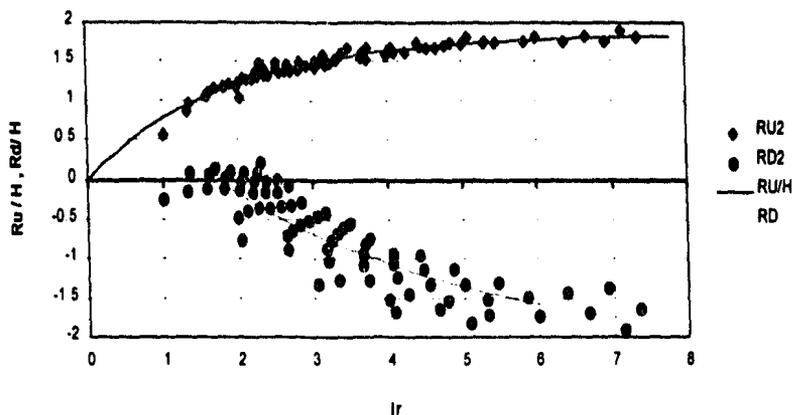


Figura 3.9 Ascenso máximo y descenso máximo contra I_r

Los resultados del método teórico se observan en las figuras 3.10 y 3.11. El método no genera resultados satisfactorios ya que claramente sobrestima los valores del ascenso máximo y del descenso máximo para todo el rango de probabilidad de excedencia.

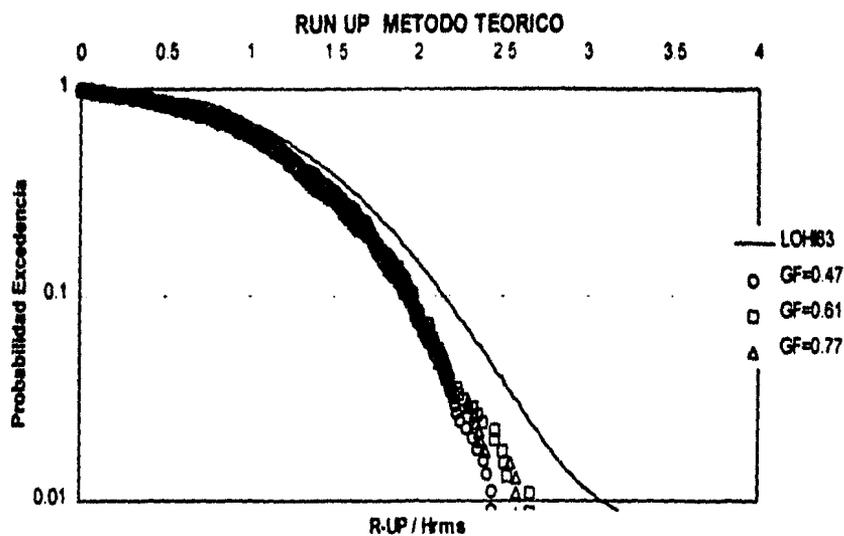


Figura 3.10 Probabilidad de excedencia del run up bajo el método teórico.

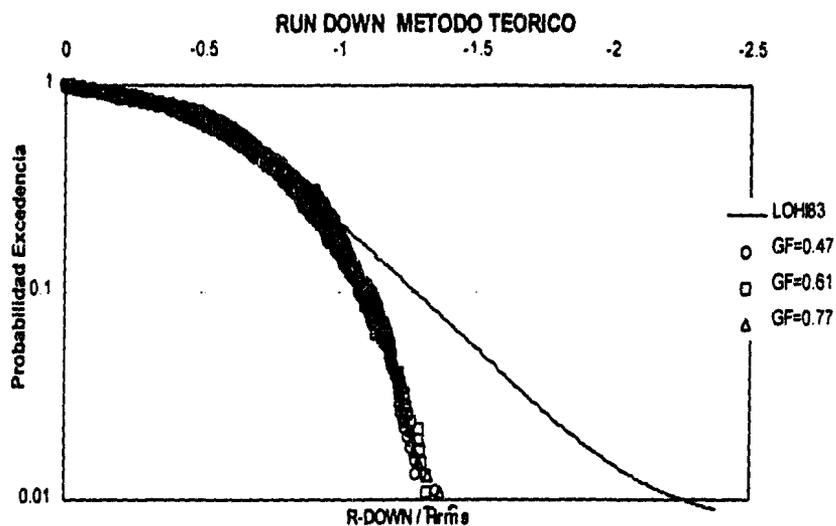


Figura 3.11 Probabilidad de excedencia del run down bajo el método teórico.

En las figuras 3.12 y 3.13 se muestran los resultados del método ola a ola en el que se utiliza la fórmula de Losada para ascenso máximo y descenso máximo. Los resultados se ajustan bastante bien para el ascenso máximo, sobre todo en los valores de la cola, aunque para el descenso máximo la aproximación sobrestima los valores de la cola.

El método ingenieril con las distribuciones de Rayleigh, Tayfun y Carter se observa en las figuras 3.14 y 3.15 para el ascenso máximo y descenso máximo respectivamente. Para el ascenso máximo, la distribución de Carter se ajusta muy bien a los datos experimentales mientras que la distribución de Tayfun se ajusta bien a los valores de la cola. Estos resultados son los esperados según las bases teóricas de estas distribuciones: la distribución de Carter se ajusta a condiciones con gran anchura de espectro (ϵ cercano a 1), la distribución de Rayleigh a espectros angostos (ϵ cerca de 0), mientras que Tayfun se debería ajustar a cualquier condición intermedia.

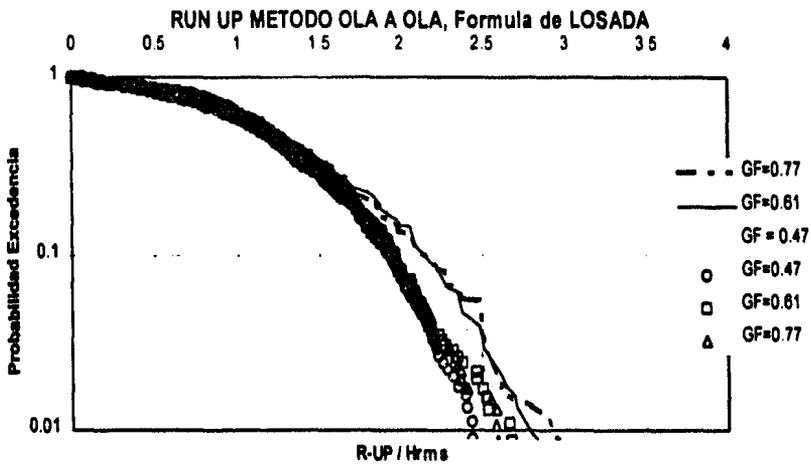


Figura 3.12 Probabilidad de excedencia del run up bajo el método ola - ola.

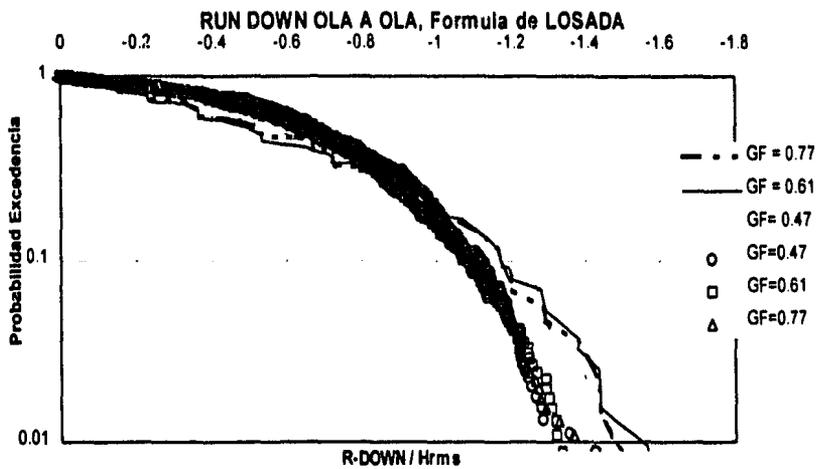


Figura 3.13 Probabilidad de excedencia del run down bajo el método ola - ola.

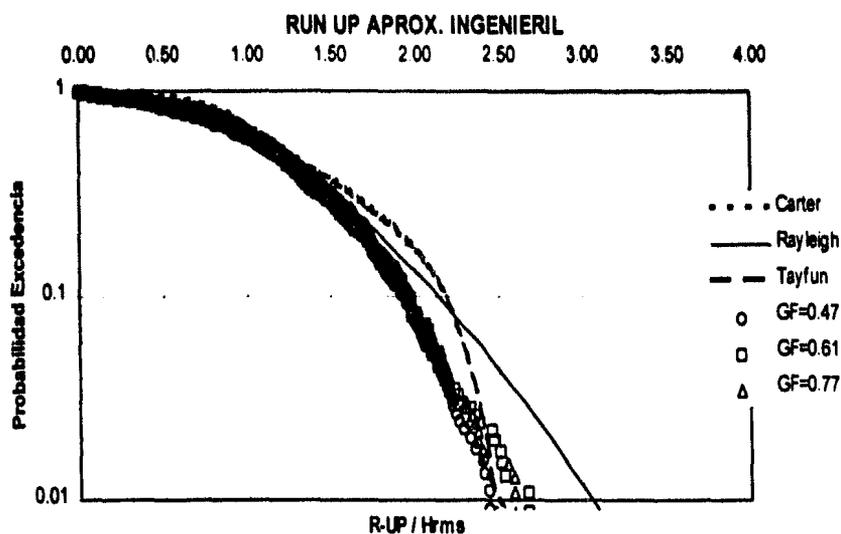


Figura 3.14 Probabilidad de excedencia del run up bajo los métodos ingenieriles.

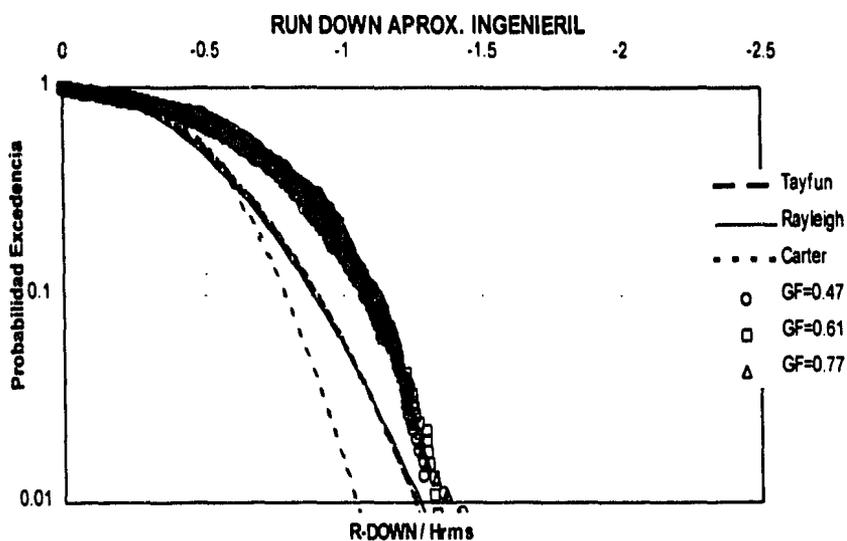


Figura 3.15 Probabilidad de excedencia del run down bajo los métodos ingenieriles.

Para el descenso máximo, los tres métodos ingenieriles dan valores inferiores a los de referencia, aunque la distribución de Tayfun y la de Rayleigh no se alejan demasiado de los datos experimentales.

En las figuras 3.16 a 3.18 se muestran los resultados de todas las distribuciones contra los valores experimentales para los distintos factores de agrupamiento utilizados. Se tomaron los valores del ascenso máximo de las distribuciones propuestas y de los datos experimentales para probabilidades de excedencia del 25, 40, 50, 60, 70, 80, 85, 90, 95 y 99%. La línea a 45° es la línea de predicción perfecta.

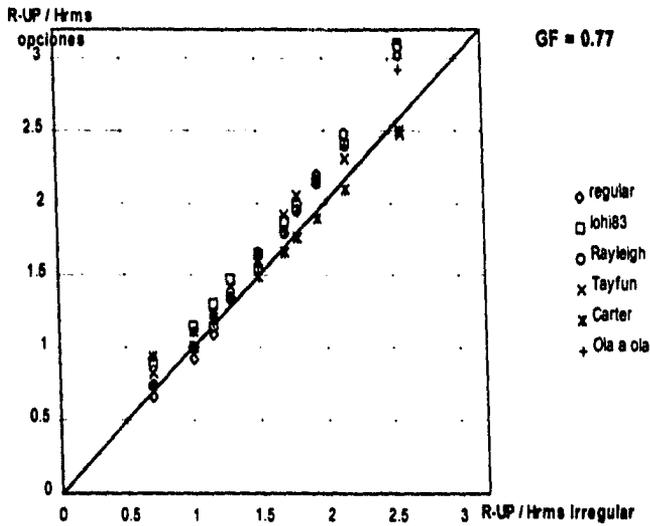


Figura 3.16 Run up medido (G.F. 0.77) contra calculado, para todos los métodos

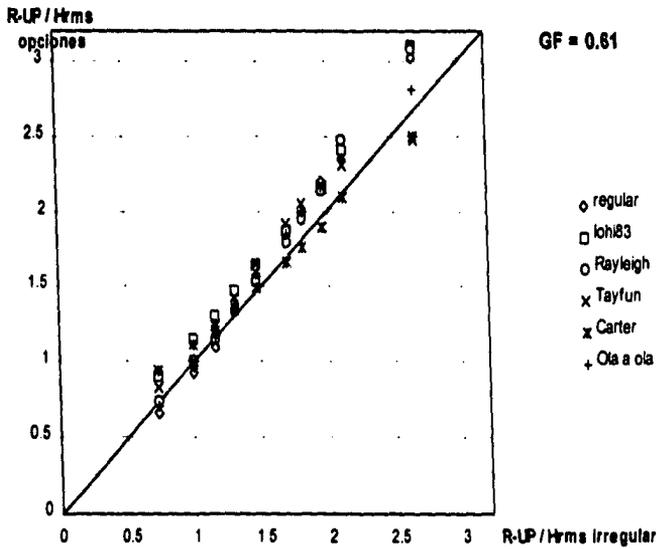


Figura 3.17 Run up medido (G.F. 0.61) contra calculado, para todos los métodos

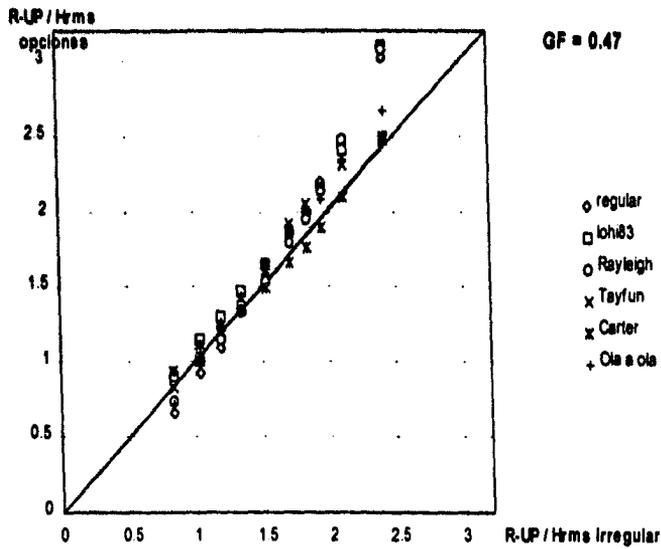


Figura 3.18 Run up medido (G.F. 0.47) contra calculado, para todos los métodos

En las figuras 3.19 a 3.21 se muestran, en gráficos similares a los anteriores, los resultados obtenidos para los casos del descenso máximo.

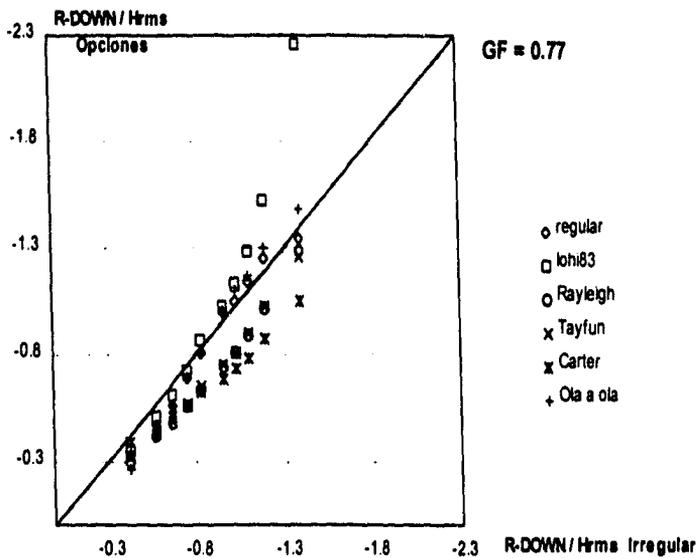


Figura 3.19 Run down medido (G.F. 0.77) contra calculado, para todos los métodos

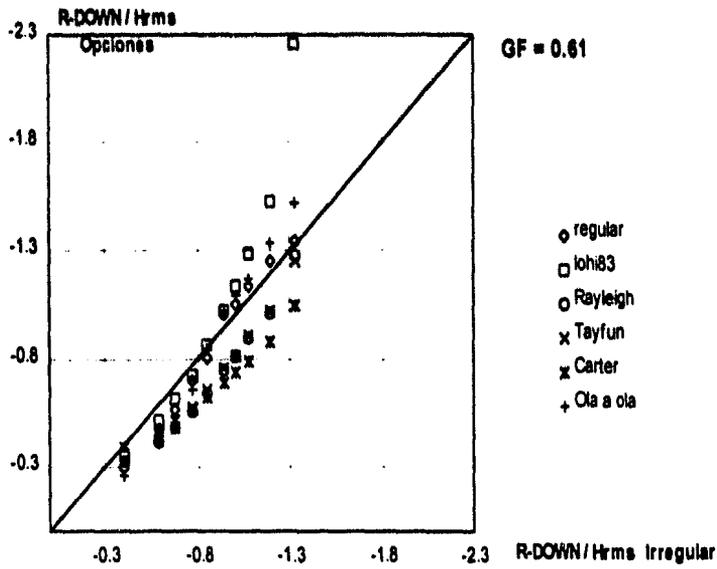


Figura 3.20 Run down medido (G.F. 0.61) contra calculado, para todos los métodos

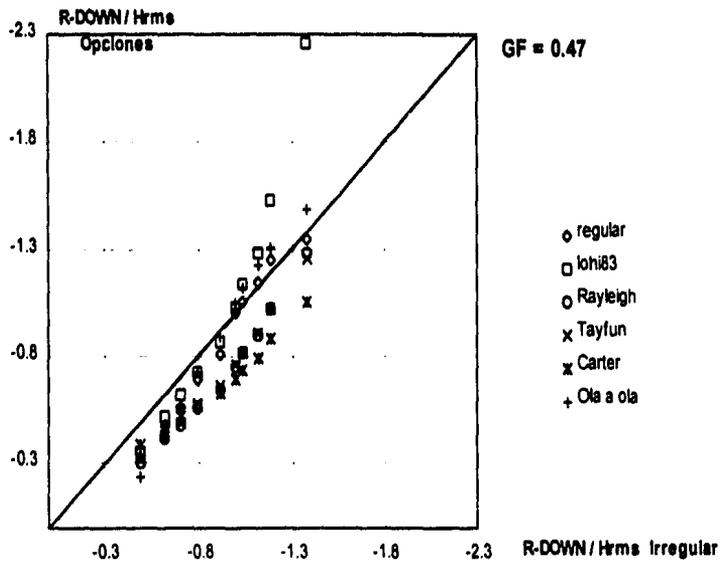


Figura 3.21 Run down medido (G.F. 0.47) contra calculado, para todos los métodos

Finalmente, se muestra en la Tabla 3.1 desviación estándar de cada uno de los métodos respecto a los valores experimentales. En la tabla se encuentran estos valores para

todo el rango de probabilidad de excedencia y para rangos de probabilidad de excedencia altos.

RUN UP, en todo el rango						
G. F.	regular	lohi83	Rayleigh	Tayfun	Carter	Ola a ola
0.77	0.2101	0.2533	0.2169	0.1713	0.1039	0.1677
0.61	0.1951	0.2359	0.2016	0.1771	0.1072	0.1463
0.47	0.2528	0.2714	0.2597	0.1463	0.0654	0.1530
RUN DOWN, en todo el rango						
G. F.	regular	lohi83	Rayleigh	Tayfun	Carter	Ola a ola
0.77	0.0686	0.3206	0.1882	0.1812	0.2525	0.1011
0.61	0.0761	0.3414	0.1865	0.1783	0.2436	0.1398
0.47	0.1004	0.3261	0.2255	0.2173	0.2794	0.1367
RUN UP, probabilidad de excedencia inferior al 50 %						
G. F.	regular	lohi83	Rayleigh	Tayfun	Carter	Ola a ola
0.77	0.2357	0.2718	0.2455	0.1889	0.0619	0.1895
0.61	0.3066	0.3296	0.3113	0.2658	0.1988	0.2583
0.47	0.2758	0.3037	0.2920	0.1654	0.0539	0.1667
RUN DOWN, probabilidad de excedencia inferior al 50 %						
G. F.	regular	lohi83	Rayleigh	Tayfun	Carter	Ola a ola
0.77	0.0593	0.3621	0.2004	0.1945	0.2833	0.0805
0.61	0.0693	0.3857	0.1976	0.1902	0.2721	0.1326
0.47	0.0802	0.3643	0.2339	0.2271	0.3094	0.0986
RUN UP, probabilidad de excedencia inferior al 30 %						
G. F.	regular	lohi83	Rayleigh	Tayfun	Carter	Ola a ola
0.77	0.2760	0.3031	0.2897	0.2138	0.0555	0.2220
0.61	0.2554	0.2827	0.2701	0.2276	0.0850	0.1922
0.47	0.3226	0.3519	0.3447	0.1928	0.0614	0.1906
RUN DOWN, probabilidad de excedencia inferior al 30 %						
G. F.	regular	lohi83	Rayleigh	Tayfun	Carter	Ola a ola
0.77	0.0478	0.4278	0.2056	0.2009	0.3181	0.0807
0.61	0.0546	0.4551	0.1953	0.1886	0.3002	0.1260
0.47	0.0569	0.4283	0.2366	0.2307	0.3418	0.0954
RUN UP, probabilidad de excedencia inferior al 10 %						
G. F.	regular	lohi83	Rayleigh	Tayfun	Carter	Ola a ola
0.77	0.3933	0.4291	0.4378	0.2084	0.0816	0.3210
0.61	0.3599	0.3920	0.4075	0.2439	0.1260	0.2372
0.47	0.4893	0.5303	0.5373	0.2098	0.0599	0.2437
RUN DOWN, probabilidad de excedencia inferior al 10 %						
G. F.	regular	lohi83	Rayleigh	Tayfun	Carter	Ola a ola
0.77	0.0632	0.6701	0.2026	0.2046	0.3907	0.1148
0.61	0.0611	0.7116	0.1829	0.1810	0.3601	0.1832
0.47	0.0512	0.6725	0.2144	0.2154	0.3980	0.1333

Tabla 3.1 Desviación estándar de todos los métodos con respecto a valores experimentales

3.6 COMPARACIÓN DEL MÉTODO PROPUESTO CON UN MÉTODO AMPLIAMENTE UTILIZADO: MÉTODO DE VAN DER MEER

Los resultados obtenidos en las secciones anteriores muestran que el ascenso máximo sobre el talud (Ru) generado por oleaje irregular puede ser descrito correctamente con la distribución de alturas de oleaje propuesta por Tayfun, realizando las pequeñas modificaciones explicadas con detalle en la sección 3.4.5.

En este apartado se utilizará esta metodología para encontrar el Ru para diferentes probabilidades de excedencia, para luego comparar los resultados con un método de diseño ampliamente utilizado, específicamente, las curvas de diseño para Ru presentadas por Van der Meer y Stam en 1992.

3.6.1 MÉTODO DE CÁLCULO PROPUESTO POR VAN DER MEER

Van der Meer realizó en 1988 una gran cantidad de ensayos de laboratorio para medir el ascenso máximo y la estabilidad de piezas sobre el talud. Los ensayos se efectuaron con oleaje irregular, utilizando diferentes distribuciones espectrales, cuatro ángulos de talud y con núcleos de dique impermeable, permeable y diques homogéneos. El Ru fue medido en las primeras 800 a 900 olas, lo que permite llegar a probabilidades de excedencia de 0.13%; valor máximo reportado por el autor. También utilizó los datos reportados por Ahrens y Heimbaugh en 1988, quienes realizaron ensayos similares simulando taludes de escolleras.

Después de analizar los datos experimentales obtenidos, adimensionalizó sus datos: los presentó como Ru adimensional para alguna probabilidad de excedencia contra el número de Iribarren. Van der Meer propone ajustar sus datos a tres curvas. Los parámetros de que dependen esas tres curvas están dados para algunas probabilidades de excedencia, el Ru significativo y el medio. Los parámetros se presentan solamente para dique permeables.

Las ecuaciones de las curvas que presenta el autor son las siguientes:

$$\frac{Ru_1}{H_s} = a \cdot Ir \quad \text{para } Ir < 1.5 \quad (3.30)$$

$$\frac{Ru_2}{H_s} = b \cdot Ir^c \quad \text{para } Ir > 1.5 \quad (3.31)$$

finalmente, el ascenso máximo alcanza un nivel máximo dado por:

$$\frac{Ru_x}{H_s} = d \quad (3.32)$$

donde Ru_x es el ascenso máximo para una probabilidad de excedencia del $x\%$.

Los parámetros a , b , c y d dependen de la probabilidad de excedencia que se utilice para el diseño. En la siguiente tabla se presentan los valores de estos parámetros para las probabilidades de excedencia del 0.13%, 1%, 2%, 5% y 10 %.

Nivel de Probabilidad	0.13%	1%	2%	5%	10%
a	1.12	1.01	0.96	0.86	0.77
b	1.34	1.24	1.17	1.05	0.94
c	0.55	0.48	0.46	0.44	0.42
d	2.58	2.15	1.97	1.68	1.45

Tabla 3.2 Parámetros para el método de Van der Meer.

En la figura 3.22 se representan las ecuaciones propuestas para las diferentes probabilidades de excedencia disponibles.

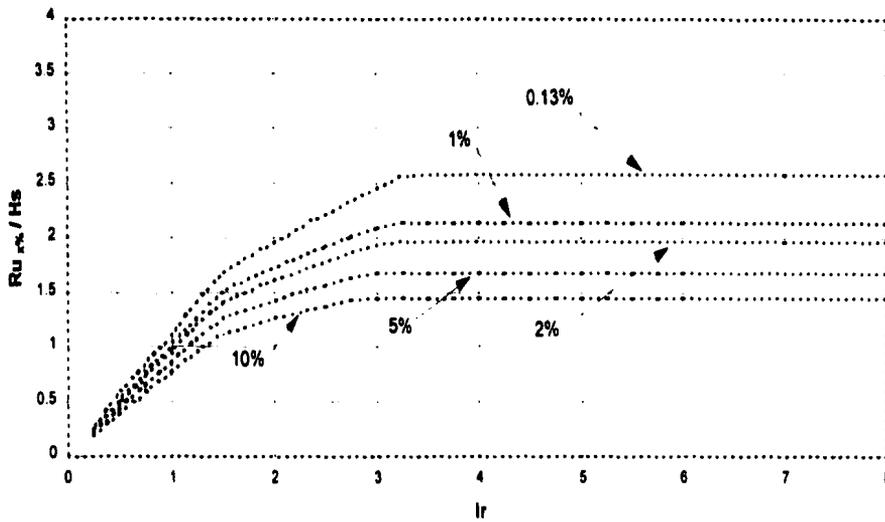


Figura 3.22 Run up adimensional contra Iribarren para diferentes probabilidades de excedencia según Van der Meer et al (1988).

3.6.2 METODOLOGÍA APLICADA PARA REALIZAR LA COMPARACIÓN

Para comparar los resultados que genera el modelo de cálculo propuesto con los datos experimentales y las ecuaciones propuestas por Van der Meer se siguió la metodología que se explica a continuación. Inmediatamente después se mostrará un ejemplo de cálculo desarrollado paso a paso para aclarar el procedimiento.

- Según el tipo de material que conforma el dique, se escogen los valores de A_u y B_u de la fórmula propuesta por Losada (figura 3.2) para el cálculo del ascenso máximo sobre el talud, teniendo oleaje regular.
- Se define la profundidad del agua y la altura de ola significativa
- Se propone un período de ola. Con este período y el H_{rms} (obtenido a partir del H_s), se calcula el número de Iribarren cuadrático medio $I_{r_{ms}}$.
- Se calcula el Ru_{rms} utilizando la fórmula de Losada.
- Con el Ru_{rms} , la profundidad y el período pico, se calcula el Ru para la probabilidad de excedencia que se desee utilizando la distribución de probabilidades propuesta por Tayfun.
- El valor del Ru_s se adimensionaliza con la altura significativa para poder realizar la comparación con los valores reportados por Van der Meer.
- Se escoge otro período de ola y se repiten los cálculos, para cubrir de esta manera el rango de números de Iribarren que se desea.

3.6.3 EJEMPLO DE CÁLCULO

Los valores de A_u y B_u para el dique permeable son de 1.42 y -0.70 respectivamente, según la figura 3.2.

Se utiliza una profundidad de 1.2 metros y una altura de ola significativa de 0.1 metros. Se escogen estos valores para simular las condiciones en que fueron realizados los ensayos de laboratorio, ya que se intenta reproducir los resultados mostrados en la figura 3.22 .

$$H_{rms} = H_s / \sqrt{2} = 0.1 / 1.414 = 0.0707m$$

Se escogió un talud de dique "promedio" de los ensayos realizados por van der Meer :
 $\cot \alpha = 2.5$

El período de ola para este ejemplo es $T = 1.5$ s

El número de Iribarren cuadrático medio es:

$$I_{r_{rms}} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_{rms}}{L_0}}} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_{rms}}{1.56T^2}}} = \frac{0.4}{\sqrt{\frac{0.0707}{1.56 * 1.5^2}}} = 2.818m$$

El run up cuadrático medio es:

$$Ru_{rms} = H_{rms} Au (1 - e^{-I_{r_{rms}} B u}) = 0.0864m$$

El período pico se puede aproximar a 1.2 veces el período medio, según lo sugiere Van der Meer en su artículo

$$T_p = 1.2 * T = 1.2 * 1.5 = 1.8 \text{ s}$$

Con los valores de T_p , Ru_{rms} y la profundidad se evalúa en la distribución de Tayfun y se obtiene un valor de $Ru_{2\%} / Ru_{rms}$ para una probabilidad de excedencia del 2% de :

$$Ru_{2\%} / Ru_{rms} = 1.9536$$

con lo que

$$Ru_{2\%} = 0.1688 \text{ m}$$

adimensionalizando respecto a la altura significativa tenemos

$$\frac{Ru_{2\%}}{H_s} = 1.687$$

En los datos experimentales reportados por Van der Meer (ver figura 3.23) se presenta el $Ru_{2\%} / H_s$ contra el número de Iribarren, pero este último definido a partir de la altura significativa

$$I_{r_s} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_s}{L_0}}} = \frac{0.4}{\sqrt{\frac{0.1}{1.56 * 1.5^2}}} = 2.37m$$

De esta forma se ha encontrado un punto de la gráfica ($Ru_{2\%} / H_s$ contra Iribarren para la probabilidad de excedencia del 2%. Para construir toda la gráfica solo es necesario variar el período de onda, hasta cubrir el rango de números de Iribarren deseado.

3.6.4 COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS DE LOS DOS MÉTODOS

Siguiendo la misma metodología, se construyeron las gráficas para probabilidad de excedencia para un 2% de probabilidad de excedencia para los dos casos en que Van der Meer presenta datos experimentales : dique con núcleo permeable y dique con núcleo impermeable.

A continuación se presentan dos figuras, en las que se puede observar claramente la curva que genera el presente método, las curvas propuestas por Van der Meer y los datos experimentales reportados por este último.

Se aprecia en las figuras 3.23 y 3.24 que el método propuesto tiene un ajuste muy bueno con los datos experimentales.

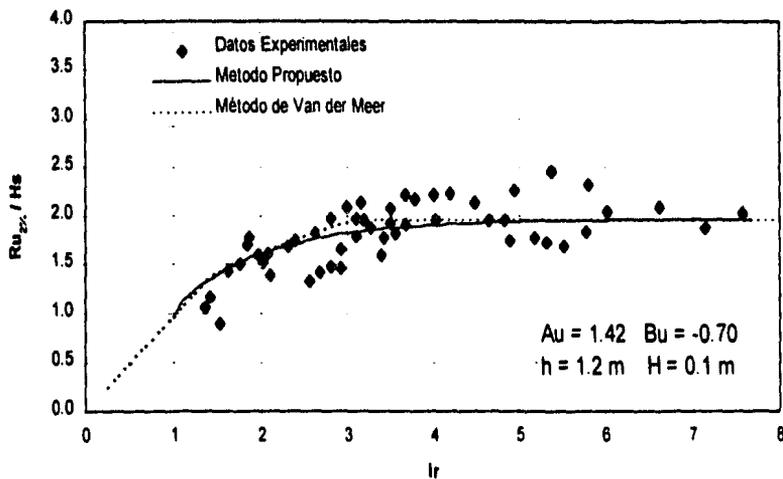


Figura 3.23 $Ru_{2\%} / H_s$ vs I_r para dique permeable.

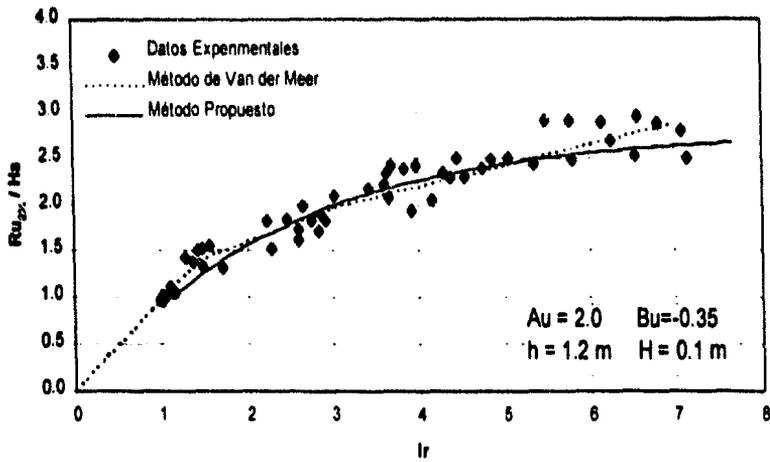


Figura 3.24 $Ru_{2\%} / H_s$ vs I_r para dique impermeable.

En la figura 3.25 se muestran los resultados del método propuesto para las cinco probabilidades de excedencia que reporta Van der Meer, se puede apreciar que los resultados de ambos métodos son muy parecidos para todos el rango del número de Iribarren.

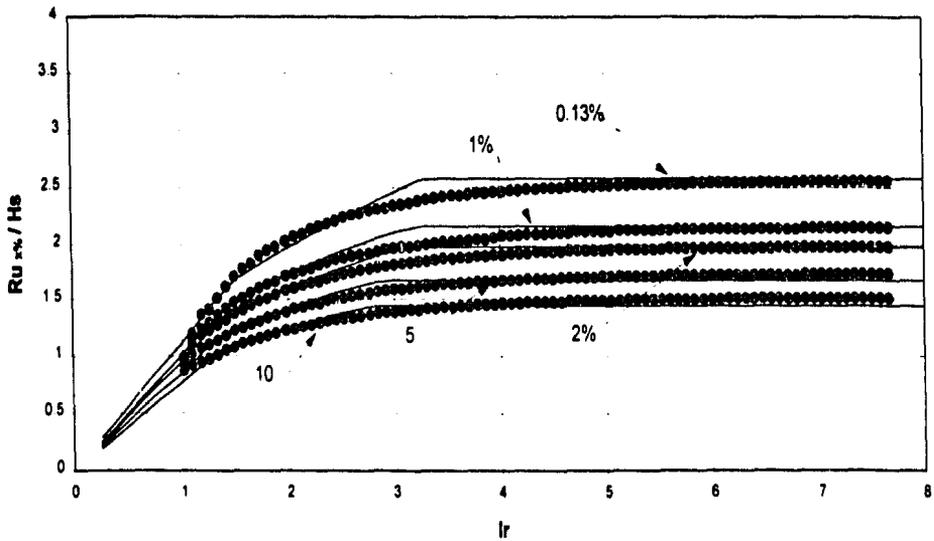


Figura 3.25 Comparación del método propuesto contra el propuesto por Van der Meer.

3.7 CONCLUSIONES

Se analizaron varias metodologías para estimar el ascenso y el descenso máximo del agua para oleaje irregular y se compararon contra un método de referencia: propagación numérica del oleaje mediante el programa RBREAK. Finalmente, se comparó el método que mejor se ajusta con datos experimentales presentados por Van der Meer.

Las conclusiones más relevantes de este capítulo son las siguientes:

1. Para probabilidades de excedencia de hasta el 1% el factor de agrupamiento no tiene influencia sobre el ascenso máximo y el descenso máximo.
2. Para probabilidades de excedencia inferiores al 1% el factor de agrupamiento comienza a tener influencia: a mayor GF se tienen valores mayores del ascenso máximo y descenso máximo.
3. El método ola a ola, propagando las ondas experimentalmente, da valores casi exactos para el descenso máximo, mientras que para el ascenso máximo da valores aceptables aunque con mayor error.
4. El método teórico no dio resultados satisfactorios, sobre todo para el descenso máximo.
5. El método ola a ola utilizando la fórmula de Losada dio buenos resultados para el ascenso máximo. Para el descenso máximo los resultados no fueron tan exactos pero no se alejan mucho de los valores de referencia.
6. Las aproximaciones ingenieriles (utilizando Rayleigh, Carter y Tayfun) dieron resultados muy exactos para el caso del ascenso máximo. La distribución de Tayfun dio los mejores resultados, sobre todo en la cola. la distribución de Carter se ajustó muy bien en toda la distribución, según era de esperar ya que el espectro es muy ancho ($\epsilon=0.87$). La distribución Rayleigh sobreestimó todos los valores, resultado que también era esperado.
7. Según los datos, el ascenso máximo se puede obtener por medio de la distribución de Tayfun, y utilizar la distribución de Rayleigh como un límite superior y la de Carter como límite inferior.
8. El cálculo del descenso máximo con los métodos ingenieriles no dio resultados tan buenos como para el ascenso máximo, aunque la distribución de Tayfun y la de Rayleigh se aproximaron bastante a los datos obtenidos de la simulación numérica.

**ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

9. Se nota en general una falta de precisión en la estimación del descenso máximo al aplicar los métodos que utilizan la fórmula de Losada. Esto puede deberse a una mala parametrización en la fórmula para el caso del descenso máximo. Se observa en la figura 3.7 la gran dispersión de los valores alrededor de la línea de mejor ajuste, esta dispersión puede ser la causa de los errores en la estimación del descenso máximo cuando se utiliza la fórmula antes citada. A pesar de esto, la estimación del descenso máximo da valores bastante aceptables en general.
10. La estimación del ascenso máximo y el descenso máximo con los métodos propuestos fue rápida y no requiere de grandes recursos técnicos ni materiales.
11. Queda plenamente demostrada la validez de la " Hipótesis de Equivalencia" para el cálculo del ascenso máximo y del descenso máximo.
12. La aproximación ingenieril propuesta para la estimación del ascenso máximo genera resultados muy cercanos a los reales y se puede implementar fácilmente.
13. El conocer el H_{rms} y el T_p de un estado de mar y el tipo de material de una estructura de talud rugoso es suficientes para determinar el ascenso máximo para cualquier probabilidad de excedencia y cualquier estado de mar.
14. Esta aplicación sirve para validar el método propuesto, ya que se comparan los resultados con datos de laboratorio.
15. Las gráficas de diseño de Van der Meer, realizadas ajustando rectas a datos experimentales se pueden reproducir fácilmente con el método propuesto, presentando la ventaja de trabajar con cualquier probabilidad de excedencia del run up.
16. El método propuesto presenta la ventaja de tomar en cuenta la profundidad del agua frente al dique, por lo que se incluyen automáticamente las diferencias que se observan en el comportamiento del oleaje por estar en aguas profundas, intermedias o someras. Sin embargo, esta cualidad impide construir gráficas de diseño aplicables en todos los casos, ya que la distribución de Tayfun adopta comportamientos distintos según varíe la profundidad.
17. El método se puede utilizar de igual forma para diques con núcleo de diferentes porosidades y con mantos principales de distinta naturaleza, mientras los taludes sean rugosos.

CAPÍTULO IV

ESTRUCTURAS VERTICALES

O REFLEJANTES

4. ESTRUCTURAS VERTICALES O REFLEJANTES

4.1 Estructuras reflejantes o verticales

Las estructuras reflejantes o estructuras verticales son obras de defensa marítima que tiene como característica distintiva que una buena parte de la energía incidente del oleaje es reflejada por ellas. Generalmente esta constituida por una estructura vertical de concreto, la cual tiene como elemento estabilizante su propio peso.

Estas estructuras se encuentran normalmente cimentadas sobre un apoyo hecho a base de rocas o escolleras, aunque pueden estar cimentadas directamente en el lecho marino.

Generalmente se utilizan estructuras reflejantes en la coronación de diques de escollera para reducir los costos de construcción. Este tipo de diques se pueden clasificar como diques verticales, diques mixtos y espaldones, dependiendo de la forma en que el oleaje llega contra la estructura reflejante.

4.1.1 Dique Vertical

Un dique vertical esta formado básicamente por una pared vertical o casi vertical, hecho normalmente por muros o bloques. Muy poca energía es disipada, más bien prácticamente toda es reflejada. Los diques verticales pueden estar cimentados directamente en el lecho marino o sobre una escollera sumergida, pero la profundidad del agua es lo suficientemente grande para evitar que la ola rompa antes de llegar al dique.

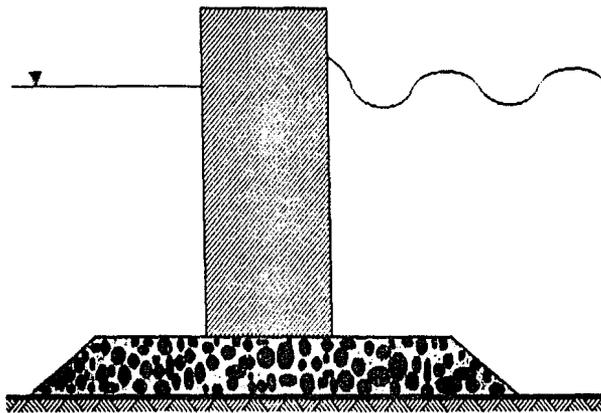


Figura 4.1 Esquema de un dique vertical

Los esfuerzos a los que esta sometido el dique depende básicamente al tipo de oleaje incidente que se tenga, no dependen de la geometría de la estructura.

4.1.2 Dique Mixto

El dique mixto se parece bastante al dique vertical, solo que este siempre se encuentra sobre una escollera. La principal diferencia radica en que la ola puede romper antes o sobre el dique. La profundidad del fondo del mar o la geometría de las escolleras hace que la ola se peralte y rompa sobre la estructura.

Las fuerzas que actúan sobre el dique dependen no solo del oleaje incidente, sino que además influye la geometría de las escolleras donde se encuentra cimentado, y del tipo de impacto de la ola que se presenta contra el dique.

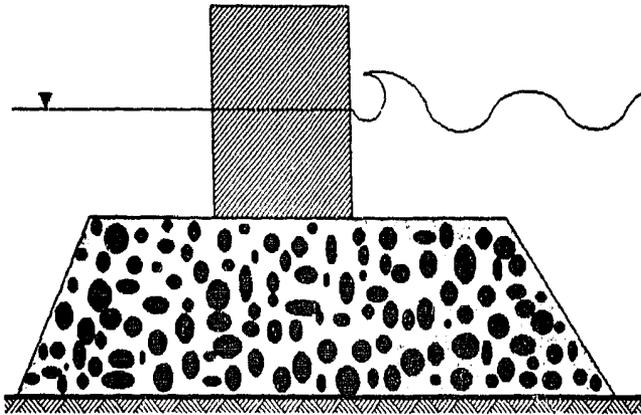


Figura 4.2 Esquema de un dique mixto

4.1.3 Espaldones

Si la estructura reflejante se encuentra sobre una escollera lo suficientemente alta para que esta emerja sobre el nivel del mar, la ola la alcanzará mientras el agua se encuentra en el proceso de ascenso por el talud. Cuando esto ocurre, la estructura se clasifica como espaldón sobre dique en talud. Dentro de los diques con estructuras reflejantes, es la que más energía disipa (gran parte de la energía se disipa en la rotura y sobre el talud de la escollera).

La clasificación de una estructura reflejante como dique vertical, mixto o espaldón no depende solo de la geometría de la estructura, sino que también de las condiciones de oleaje y de marea que se tengan en un momento dado. Un estructura puede estar trabajando como dique mixto bajo oleaje de temporal y como dique vertical con oleaje normal. Algo similar se puede decir para el caso de un espaldón y un dique mixto.

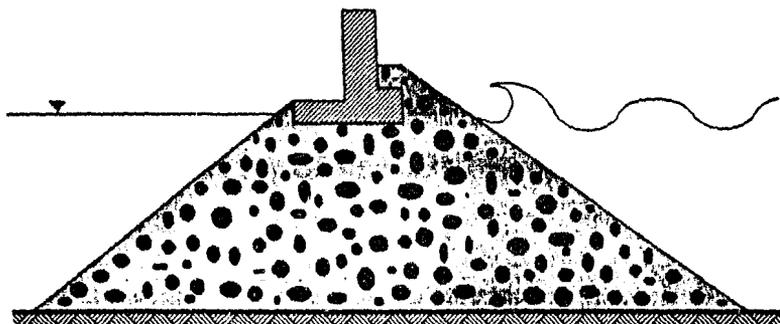


Figura 4.3 Esquema de un espaldón

4.2 Tipos de falla

Las fallas que sufre un dique se pueden dividir en dos categorías: funcionales y estructurales

Las fallas funcionales se producen cuando el dique deja de cumplir adecuadamente la función para la cual fue diseñado. Este tipo de fallas pueden ser permanentes o temporales.

Una de las fallas funcionales que ocurren con más frecuencia es el rebase. Nótese que este fallo funcional es temporal ya que cuando las alturas de ola disminuyan se detendrá este fenómeno. En este caso, el considerar que existe una falla funcional no depende únicamente de la magnitud del rebase, sino también de la o las funciones que debe de cumplir el dique. Por ejemplo, la magnitud del rebase para ocasionar el fallo funcional variará mucho si el dique se utiliza para que atraquen barcos, para el tránsito de vehículos, de personas o simplemente para crear una zona de calma.

La falla estructural se produce cuando el dique pierde su geometría inicial o de diseño. La falla estructural puede ser leve o grave dependiendo si el movimiento que se ha dado en la superestructura, la escollera o el lecho marino es de pequeña magnitud o si por el

contrario es lo suficientemente grande para comprometer la seguridad o funcionalidad de toda o parte de la obra.

Estos tipos de falla son independientes entre si: se puede tener una falla funcional sin que se tenga falla estructural, como puede ser el caso de que en una tormenta se presente una transmisión muy fuerte del oleaje y que el movimiento de la superficie libre en el área protegida impidan la realización de actividades portuarias tales como la carga o descarga de un barco, esto sin que se produzca ningún movimiento de las piezas del talud o de la estructura superior; o se puede tener una falla estructural sin que se tenga una falla funcional, como por ejemplo el movimiento de algunas piezas de un talud de escolleras, que no comprometan la seguridad de todo el dique. También puede ocurrir que se tengan los dos tipos de falla simultáneamente, o que una sea la causa de la otra.

Las fallas estructurales se pueden clasificar también en graduales o instantáneas.

Las fallas graduales son aquellas en donde el daño va aumentando a lo largo del tiempo o después de varias tormentas, normalmente este tipo de daños se producen sobre diques formados por piezas sueltas tales como escolleras, dolos u otros tipos de piezas y usualmente se tiene el tiempo suficiente para repararlo antes de que el daño comprometa la seguridad de toda la estructura. Se puede decir que es una falla dúctil. Este tipo de falla generalmente no llega a producir una falla funcional (siempre y cuando los daños no sean muy graves y sean reparados oportunamente).

Las fallas estructurales instantáneas se producen normalmente por la acción de una sola ola que sea lo suficientemente grande para que las fuerzas destructivas sean superiores a las fuerzas estabilizadoras de la estructura. Estas fallas ocurren generalmente en estructuras monolíticas de concreto, como pueden ser la sección de un espaldón o un dique vertical. Este tipo de daño generalmente implica una falla funcional leve o severa según el tipo de estructura que haya fallado y de la función que estuviera llevando a cabo.

Los tipos de falla estructural más comunes en estos tipos de diques son los siguientes:

- Deslizamiento:

Se produce cuando la fuerza horizontal producida por el oleaje incidente es superior a las fuerzas de fricción que se producen en área de contacto entre la estructura monolítica y la banqueta de apoyo.

- Volteo:

Se tiene este fenómeno cuando los momentos de volcamiento producidos por el oleaje son superiores a los momentos estabilizadores de la estructura.

- Asentamientos diferenciales:

El continuo ataque del oleaje sobre la estructura puede generar esfuerzos considerables sobre la cimentación, la cual puede ir compactándose o reacomodándose poco a poco, con lo cual se van generando asentamientos desiguales a lo largo de la estructura.

- Erosión de la banqueta de apoyo

Esto ocurre cuando las fuerzas que produce el oleaje son lo suficientemente grandes como para poder desplazar de su sitio original las piezas de la banqueta de apoyo. También se puede dar el caso de que las piezas se muevan sin desplazarse, este movimiento puede romper las piezas y luego los pedazos (de menor peso) pueden ser fácilmente arrastrados por el oleaje. Esto puede ocurrir fácilmente con piezas artificiales del tipo dolos, tetrápodos y otros que generan una gran trabazón si estas son de grandes dimensiones. Esto se debe a las flexiones a las cuales van a ser expuestas las partes más esbeltas de las piezas, las cuales generan esfuerzos de tensión que no puede resistir el concreto. Debe recordarse que no se puede utilizar acero de refuerzo en estas piezas por los problemas de corrosión que se generan por el agua de mar y por el costo.

- Falla general del lecho marino

Esta falla puede llegar a ocurrir debido a que el material del fondo marino sobre el cual se desplanta el dique no soporta los esfuerzos que genera el peso de toda la estructura. Este es un problema que debe estudiarse desde el punto de vista geotécnico.

4.3 Criterios de estabilidad

Para el caso de estructuras monolíticas, el tipo de daño que se puede tener es por volcamiento o por deslizamiento. Según Goda (1985), los coeficientes de seguridad para el deslizamiento y el volteo son respectivamente:

$$C.S._{\text{deslizamiento}} = \frac{(\text{Peso} - \text{Subpres})C_f}{F_h} \quad (4.1)$$

$$C.S._{\text{volteo}} = \frac{M_{\text{peso}} - M_{\text{subp}}}{M_{t,h}} \quad (4.2)$$

donde F_h es la resultante de las fuerzas horizontales producidas por el oleaje. Según Goda, el factor de seguridad para el caso de deslizamiento debe de ser superior a 1.2, $C.S._{\text{des}} > 1.2$, mientras que para el caso de volcamiento debe de ser superior a 1.4, $C.S._{\text{vol}} > 1.4$.

El coeficiente de fricción C_f debe determinarse en cada caso según el tipo y tamaño de material del talud y según la forma de la estructura. Nagai propone un valor de 0.6 para espaldones grandes, mientras que Hamilton (1992) propone un valor de 0.5 para espaldones pequeños y parapetos.

4.3 Criterios de estabilidad

Para el caso de estructuras monolíticas, el tipo de daño que se puede tener es por volcamiento o por deslizamiento. Según Goda (1985), los coeficientes de seguridad para el deslizamiento y el volteo son respectivamente:

$$C.S._{\text{deslizamiento}} = \frac{(\text{Peso} - \text{Subpres})C_f}{F_h} \quad (4.1)$$

$$C.S._{\text{volteo}} = \frac{M_{\text{peso}} - M_{\text{subp}}}{M_{F_h}} \quad (4.2)$$

donde F_h es la resultante de las fuerzas horizontales producidas por el oleaje. Según Goda, el factor de seguridad para el caso de deslizamiento debe de ser superior a 1.2, $C.S._{\text{des}} > 1.2$, mientras que para el caso de volcamiento debe de ser superior a 1.4, $C.S._{\text{vol}} > 1.4$.

El coeficiente de fricción C_f debe determinarse en cada caso según el tipo y tamaño de material del talud y según la forma de la estructura. Nagai propone un valor de 0.6 para espaldones grandes, mientras que Hamilton (1992) propone un valor de 0.5 para espaldones pequeños y parapetos.

4.4 Métodos de cálculo de fuerzas sobre estructuras reflejantes

Las distribuciones de presiones que actúan sobre una estructura vertical cambian dependiendo del tipo de onda que se este estudiando. Según las relaciones H/h y h/L , las ondas incidentes se encontraran en el régimen de Stokes o en el régimen de Boussinesq.

En los diques verticales normalmente se pueden aplicar las teorías de ondas que se encuentran dentro del régimen de Stokes. Los diques mixtos y espaldones se encuentran en aguas menos profundas y se deben de aplicar las teorías del régimen de Boussinesq.

A continuación se dará una breve descripción de los métodos de cálculo de fuerzas sobre estructuras verticales más utilizados:

4.4.1 Teoría Lineal

Es aplicable dentro del régimen de Stokes ($h/L > 0.135$) y es necesario que no se produzca rotura del oleaje ($H/h < 0.5$). Para el caso de incidencia normal y reflexión perfecta, la ley de presiones sobre la estructura es:

$$P(z,t) = -\rho g z + \rho g H_i \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} \cos \omega t \quad (4.3)$$

La fuerza máxima por unidad de ancho:

$$F_{\max} = \frac{1}{2} \rho g (h^2 - H_i^2) + \rho g H_i \frac{\tanh kh}{k} \quad (4.4)$$

4.4.2 Método de cálculo de Nagai

En 1973, Nagai desarrollo un método de cálculo de fuerzas dentro del régimen de Stokes. Es un método semi-empírico, en el cual se reconocen tres diferentes zonas : profundidades indefinidas, reducidas y muy reducida.

Se puede aplicar solamente para incidencia normal y reflexión perfecta.

- Región de profundidades indefinidas ($h/L > 0.35$)

La distribución de presiones y la fuerza máxima sobre la estructura son:

$$P = -\rho g z + \rho g H_1 \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh k(h+H_1)} \quad (4.5)$$

$$F_{\max} = \frac{1}{2} \rho g (h^2 - H_1^2) + \rho g H_1 \frac{\tanh k(h+H_1)}{k} \quad (4.6)$$

- Región de profundidades reducidas ($0.135 < h/L < 0.35$)

La distribución de presiones y la fuerza máxima sobre la estructura son:

$$P = -\rho g z + \rho g H_1 \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} \quad (4.7)$$

$$F_{\max} = \frac{1}{2} \rho g (h^2 - H_1^2) + \rho g H_1 \frac{\tanh kh}{k} \quad (4.8)$$

- Región de profundidades muy reducidas ($h/L < 0.135$)

La distribución de presiones y la fuerza máxima sobre la estructura son:

$$P = -\rho g z + \rho g H_1 \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} + \rho g \frac{0.3 H_1 (h+z)}{h} \quad (4.9)$$

$$F_{\max} = \frac{1}{2} \rho g (h^2 - (1.3 H_1)^2) + 0.15 \rho g H_1 h + \rho g H_1 \frac{\tanh kh}{k} \quad (4.10)$$

4.4.3 Método de Goda

Los diques mixtos pueden estar expuestos a oleaje que rompa sobre la estructura, o que ya halla roto, por lo que se debe de aplicar la teoría del régimen de Boussinesq.

El método presentado por Goda en 1985 es uno de los más utilizados en este régimen. Supone una variación trapezoidal de la presión sobre la estructura y es válido para cualquier ángulo de incidencia del oleaje.

En el siguiente esquema se resume la nomenclatura utilizada por Goda y cuales son las presiones de referencia utilizadas por él.

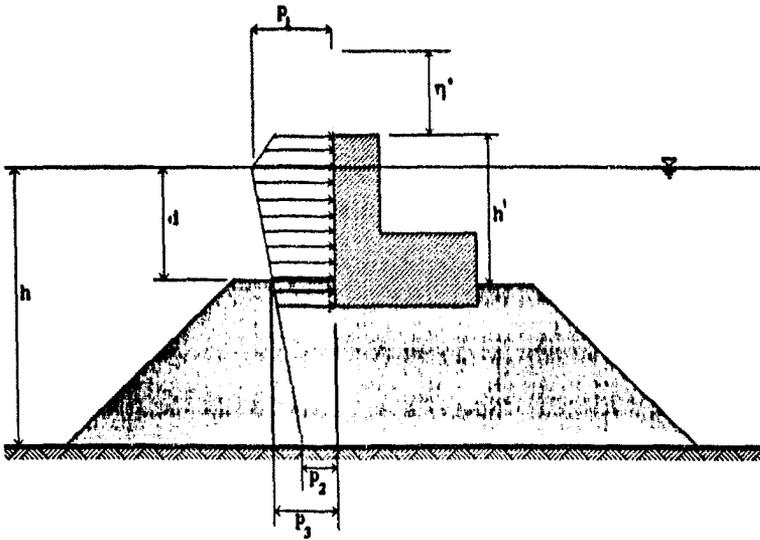


Figura 4.4 Nomenclatura utilizada por Goda

La máxima cota que alcanza el agua contra la estructura es:

$$\eta' = 0.75(1 + \cos \beta)H \quad (4.11)$$

Las presiones de referencia mostradas en la figura son:

$$p_1 = \frac{l}{2} (1 + \cos \beta) (\alpha_1 + \alpha_2 \cos^2 \beta) \rho g H \quad (4.12)$$

$$p_2 = \frac{p_1}{\cosh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)} \quad (4.13)$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1 \quad (4.14)$$

donde

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{l}{2} \left(\frac{\frac{4\pi h}{L}}{\sinh\left(\frac{4\pi h}{L}\right)} \right)^2 \quad (4.15)$$

$$\alpha_1 = \min \left[\frac{h_b \cdot d \left(\frac{H}{d} \right)^2 \cdot \frac{2d}{H}}{3h_b} \right] \quad (4.16)$$

$$\alpha_1 = l \cdot \frac{h}{h} \left(1 - \frac{l}{\cosh \left(\frac{2\pi h}{L} \right)} \right) \quad (4.17)$$

donde β es el ángulo de incidencia del oleaje, h_b es el calado a una distancia $5H$, del dique

4.4.4 Método de Günbak y Gökce

En 1984, Günbak y Gökce propusieron un modelo para la estimación de las fuerzas que se producen sobre un espaldón. El modelo supone que el alcance máximo del oleaje forma un triángulo de 15° como se indica en la siguiente figura:

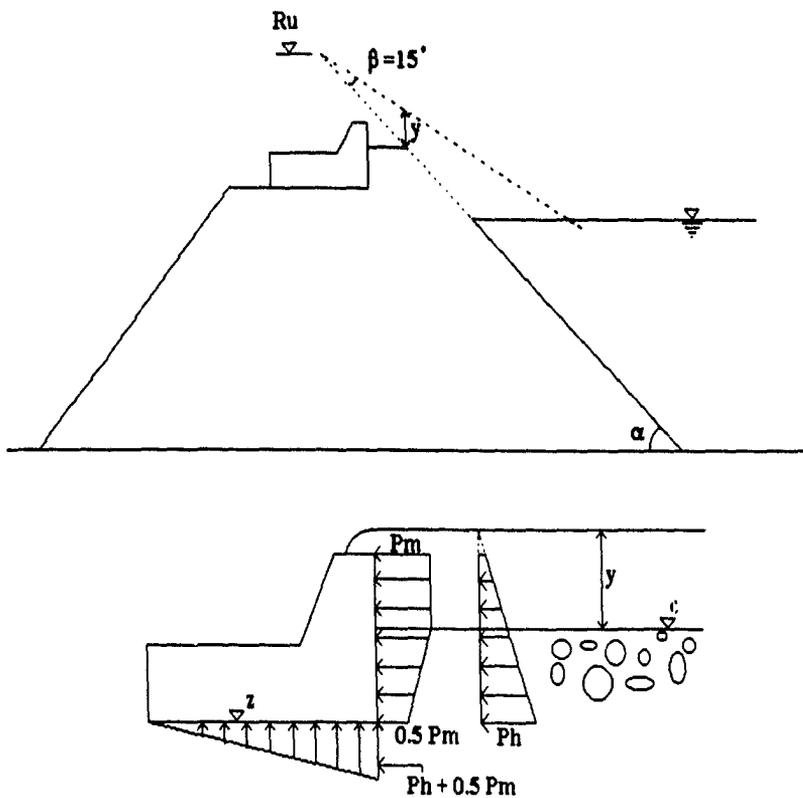


Figura 4.5 Esquema de presiones utilizado por Günbak

Los valores indicados en la figura son:

$$P_m = \rho g (\sqrt{gy})^2 / 2g = 1.03 \frac{\gamma}{2} \quad (4.18)$$

$$P_h = \rho g(y + c - z) \quad (4.19)$$

$$y = \frac{(Ru - c)}{\text{sen}\alpha} \frac{\text{sen}\beta}{\cos(\alpha + \beta)} \quad (4.20)$$

donde a P_m se le llama presión de choque, P_h presión cuasi-hidrostática, c es la cota de la berma respecto al nivel medio del mar, β es el ángulo formado en el ascenso del agua (que se asume igual a 15°), α el ángulo del talud del dique y z es la elevación de la cimentación del espaldón.

4.4.5 Método de Jensen

Jensen en 1984 propone un nuevo modelo de cálculo de fuerzas sobre espaldones. El modelo se basa en oleaje irregular y da directamente la fuerza con una probabilidad de excedencia de 0.1 %, que es la que el autor recomienda como valor de diseño.

La fuerza se obtiene directamente de la ecuación:

$$\frac{F_{0.1\%}}{\rho g h_f L_p} = a \left(\frac{H_s}{A_c} + b \right) \quad (4.21)$$

donde h_f es la altura total del espaldón, L_p es la longitud de onda asociada al período pico del espectro del oleaje, H_s es la altura significativa y A_c es la altura de la berma desde el nivel medio del mar. Los parámetros de ajuste a y b se deben determinar mediante ensayos de laboratorio o con campañas de campo para cada geometría de espaldón que se tenga.

4.5 Método de cálculo de estabilidad de espaldones propuesto por Martín et al. (1995)

Martín et al. proponen un método para la estimación de las fuerzas que actúan contra un dique del tipo espaldón en talud.

El método se basa en la observación de la llegada de una ola sobre un espaldón. Sobre este se presentan dos picos de presión en tiempos diferentes. El primer pico de presión se debe a la desaceleración horizontal del flujo al llegar a la estructura, debido a su naturaleza, a esta presión se le denomina dinámica (P_d). El segundo pico ocurre durante el descenso del agua acumulada frente a la estructura, esta presión se debe principalmente a aceleraciones verticales y se denomina presión pseudohidrostática (P_p).

Los dos tipos de presiones se presentan siempre, ya sea cuando la ola comienza a peraltarse al ir propagándose en aguas someras, cuando la ola está rompiendo o después de haberse producido la rotura. La magnitud de estas presiones depende del tipo de oleaje que se tenga y de las características geométricas de la escollera y del espaldón en sí, por lo que no es posible conocer en primera instancia cual de las dos produce la peor condición de estabilidad en el dique. Debido a esto, es necesario realizar los cálculos con las dos opciones (dinámica o pseudohidrostática).

4.5.1 Condiciones de aplicación del método.

El método fue desarrollado con base en resultados experimentales realizados con incidencia normal del oleaje. Aún así, se ha comprobado que las leyes de presiones dinámica y pseudohidrostática siguen teniendo el mismo comportamiento hasta ángulos de incidencia de 40° , aunque la metodología empleada para determinar los parámetros necesarios por el modelo ha sido verificada para ángulos de hasta 20° , por lo que se recomienda que este último valor sea tomado como el máximo de aplicación del modelo.

El método está orientado al estudio de la estabilidad de espaldones, encontrando la distribución de presiones que actúan sobre la estructura en intervalos de tiempo lo suficientemente largos como para causar algún tipo de daño. Las variaciones de presiones de muy poca duración, como las ocasionadas por la turbulencia luego de la rotura del oleaje, no son tomadas en cuenta en los cálculos. Esto debido a que el tiempo de aplicación de estas fuerzas es muy corto con relación a los tiempos de oscilación de las estructuras, y muchos autores han señalado que este tipo de impulsos no influyen en la estabilidad de la superestructura.

Por último, el método no se puede aplicar con oleaje que rompa en voluta o colapso sobre el espaldón. El tipo de rotura del oleaje depende de parámetros como la profundidad, talud de la escollera, altura y tamaño de la berma (ancho de la coronación del dique o de la zona más alta del dique material suelto), con los cuales se debe garantizar que el oleaje rompa en oscilación sobre la estructura o en su defecto, que rompa antes de alcanzar el espaldón.

Para garantizar la rotura del oleaje en oscilación se debe cumplir la relación del número de Iribarren:

$$I_r > 3.1 \quad (\text{Gümbak, 1976})$$

Donde I_r es el número de Iribarren.

Si las ondas no cumplen con esta condición, la cota de coronación de la escollera A_c , y el tamaño de la berma B , deben garantizar que se produzca la rotura antes de alcanzar el espaldón. Los autores de este método proponen una curva experimental (figura 4.6) para determinar las combinaciones de A_c , B y altura de ola en las que se puede aplicar el método.

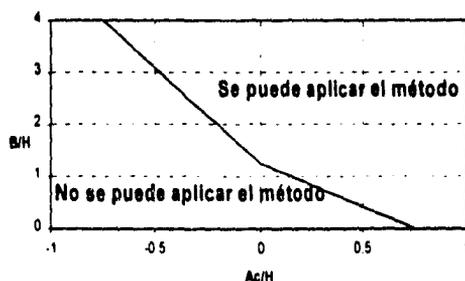


Figura 4.6 Región de aplicación del método si $I_r < 3.1$

4.5.2 Presión dinámica

Según las experimentaciones de Gümbak (1984) y Martín (1995), se puede considerar que la distribución de presiones sobre el espaldón, en la zona que emerge de la escolleras, es uniforme e igual a:

$$P_d = \alpha \rho g S \quad \text{para } A_c < z < A_c + S \quad (4.22)$$

donde α es un parámetro dimensional que depende de el ángulo del talud de escolleras, el ángulo de incidencia del oleaje, del run up y de la velocidad de aproximación de la onda.

En la figura 4.7 se puede apreciar un esquema de la distribución de presiones sobre el espaldón y las dimensiones A_c , B y S .

La zona del espaldón protegida por la escollera recibe menos presión que la zona directamente expuesta, ya que parte de la energía es absorbida y reflejada por las piezas del talud y la berma. Los autores encontraron experimentalmente que la ley de presiones en esta zona es uniforme y proporcional a la presión dinámica P_d en la zona no protegida. Proponen la siguiente expresión para calcular la presión:

$$P_d = \lambda P_d = \lambda \alpha \rho g S \quad \text{para cota de cimentación } < z < A_c \quad (4.23)$$

donde λ es un coeficiente de reducción debido a la presencia de la berma.

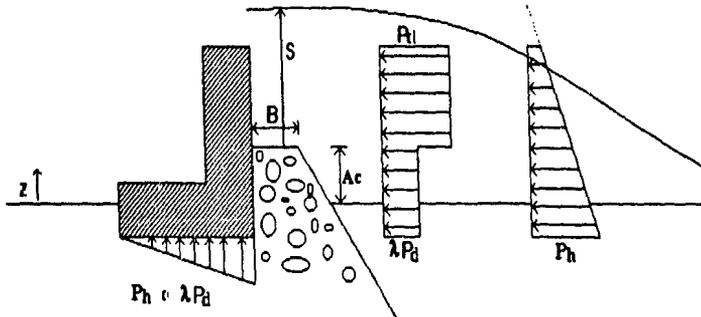


Figura 4.7 Esquema de las leyes de presión sobre un espaldón

Los parámetros por determinar para encontrar la presión dinámica son R_u , S , α y λ .

El cálculo del ascenso máximo R_u se realiza mediante la formula propuesta por Losada (1992) que fue revisada en el capítulo 3:

$$R_u = H[Au(1 - e^{-Bu/r})] \quad (4.24)$$

donde los parámetros Au y Bu se obtienen de la figura 3.2

Si el oleaje incide contra el talud con un ángulo diferente de cero, el run up se corrige con la relación (Losada 1992):

$$R_u(\theta) = R_u(0^\circ) \cos(\theta) \quad (4.25)$$

donde:

- $Ru(\theta)$ es el run up con oleaje que tenga un ángulo de incidencia θ respecto a la normal al dique
- $Ru(0^\circ)$ es el run up para oleaje con incidencia normal.

De esta manera se obtiene el máximo Ru considerando que el talud de material poroso es lo suficientemente largo para que no lo rebase el agua.

La anchura de la lámina de agua sobre la cota de coronación de la escollera se calcula a partir del run up teórico calculado anteriormente. Según Martin (1995), para una elevación $z = A_c$ se tiene :

$$S = H(1 - A_c / Ru) \quad (4.26)$$

El parámetro α se calcula a partir de la siguiente expresión propuesta por los autores:

$$\alpha = 2 Ru / H \cos^2 \beta \cos \theta \quad (4.27)$$

donde H es la altura de la ola de cálculo al pie del talud, β es el ángulo del talud respecto a la horizontal y θ es el ángulo de incidencia del oleaje respecto a la perpendicular al dique.

En la figura 4.8 se encuentra la curva de mejor ajuste de los resultados experimentales de los autores para la evaluación del parámetro λ , así como su ecuación. Los resultados se muestran contra la berna relativa (B / L) donde L es la longitud de onda al pie del talud. La curva de mejor ajuste, así como su expresión se presentan en la misma figura. El rango de aplicación de estos resultados es para $0.03 < H / L < 0.075$.

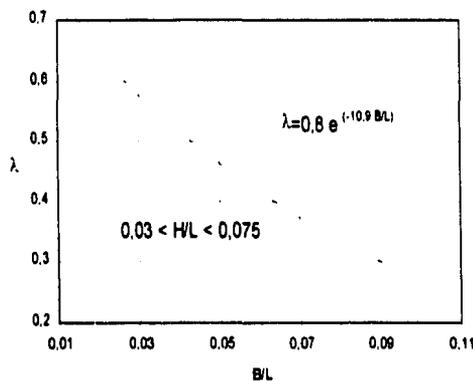


Figura 4.8 Valores de λ respecto a B / L

4.5.3 Presión Pseudohidrostática

Los autores comprobaron experimentalmente que la ley de presiones pseudohidrostática es lineal y proporcional a $\mu \rho g$, donde μ es un factor igual o menor a 1.

Proponen la siguiente expresión para el cálculo de la presión pseudohidrostática:

$$P_h(z) = \mu \rho g (S + A_c - z) \quad \text{cota de cimentación } < z < A_c + S \quad (4.28)$$

En la figura 4.9 se presentan los resultados experimentales reportados para la evaluación del parámetro μ . En la figura se observa claramente que μ depende del número de piezas que constituyen la berma (anchura de la berma) y del peralte de la ola.

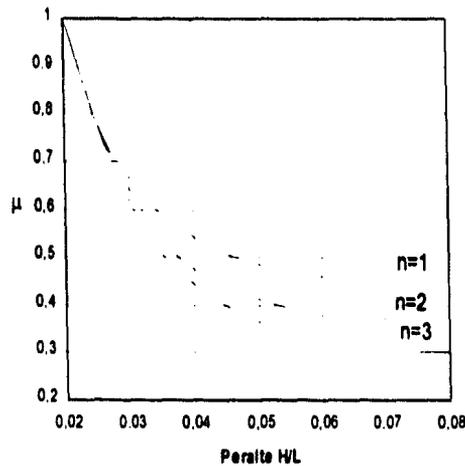


Figura 4.9 Valores de μ respecto a n y H/L

donde n es el número de piezas que conforman la berma. Este valor es igual al ancho de la berma entre el lado equivalente de las piezas del manto.

4.5.4 Subpresión

Los autores proponen una distribución lineal de las subpresiones, desde el valor de P_h o λP_d (el mayor de los dos) en la cara expuesta al oleaje hasta el valor de cero en la cara resguardada si la cota de cimentación se encuentra sobre el nivel medio del mar, o hasta el valor de $(\rho g z)$ si se encuentra cimentado bajo el nivel del agua. Se señala que la

distribución real de las subpresiones es de tipo parabólica, pero con la aproximación lineal se comete un error menor del 10% y siempre del lado de la seguridad.

4.6 Aplicación de la propuesta ingenieril al método de cálculo de espaldones.

Martín (1995), realizó una comparación con otros métodos de cálculo para espaldones y con valores medidos en campo sobre el espaldón de un dique que se encuentra en operación.

En la figura 4.10 se presenta la geometría del Dique de Ciervana, sobre el cual Burcharth et al. realizaron una serie de mediciones de presiones para diferentes estados de mar. Estos datos fueron presentados en 1995.

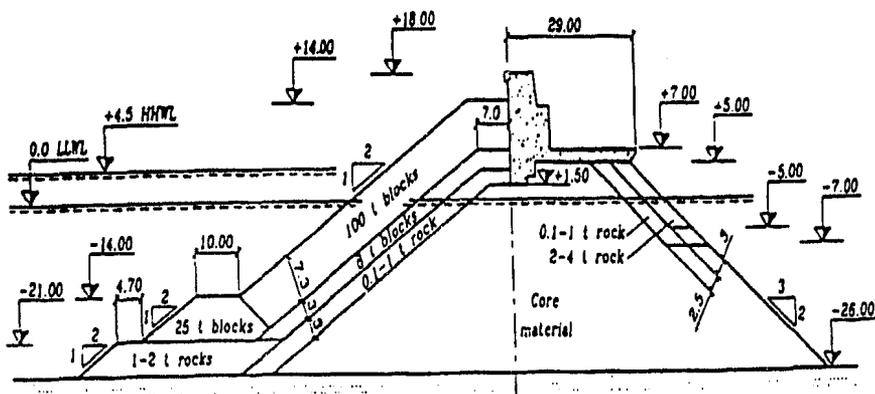


Figura 4.10 Esquema del Dique de Ciervana

El método fue desarrollado para oleaje regular, por lo que la extensión a oleaje irregular la realizó utilizando la hipótesis de equivalencia, con lo que encontró las fuerzas que se aplicaban sobre la estructura con una probabilidad de excedencia del 0.1%. Para alcanzar esta probabilidad, realizó el cálculo mediante series de oleaje de 3000 olas. Se aplicó el método con cada una de las olas para obtener la fuerza sobre el espaldón y luego a la fuerza calculada se le asignó la probabilidad de ocurrencia de la ola en el registro.

Los estados de mar utilizados se resumen en la siguiente tabla. Se utilizó un parámetro de anchura espectral $\gamma = 1.4$.

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

Tabla 4.1 Parámetros de los estados de mar utilizados en la simulación.

De esta manera se obtuvieron las fuerzas horizontales con una probabilidad de excedencia de 0.1% para los estados de mar con altura significativa de 8, 9, 10, 11 y 12 metros definidos anteriormente. Los resultados de la aplicación de este método, así como el de Jensen y los datos de campo reportados por Burcharth se presentan en la figura 4.11

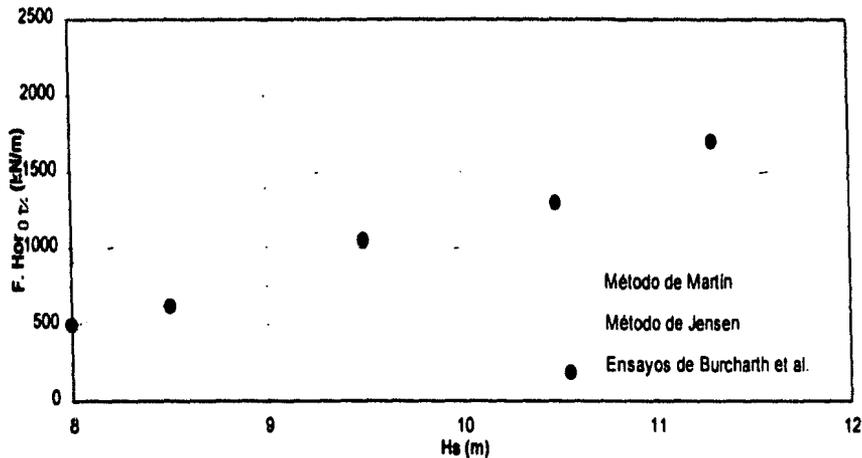


Figura 4.11 Fuerza horizontal al 0.1 % de excedencia contra Hs

En esta figura se puede apreciar que el método propuesto por Martín se ajusta bien a los valores medidos, además de dar valores mucho más bajos que el método de Jensen, uno de los más utilizados. La aplicación de este método, al dar fuerzas mucho menores que los otros métodos, da lugar al diseño de espaldones menos robustos y más económicos.

Según los resultados obtenidos en los capítulos anteriores, se propone utilizar la distribución de Tayfun para obtener la altura de ola y el ascenso máximo para una probabilidad de excedencia del 0.1 % y evaluar directamente la fuerza con un solo cálculo. Ya que ninguna de las distribuciones de períodos dio resultados satisfactorios para las probabilidades de excedencia buscadas, se utilizó el período medio como período de referencia para la distribución de Tayfun.

4.6.1 Aplicación del método

A manera de ilustración, se desarrollará paso a paso todos los cálculos efectuados para el caso de el estado de mar definido por los parámetros $H_s = 11$ metros y $T_p = 19$

segundos. Los cálculos de los otros casos se realizan de forma similar y se presenta un resumen de los resultados.

Datos iniciales: $H_s = 11 \text{ m}$, $T_p = 19 \text{ s}$

Como no se cuenta con el espectro de energía del oleaje, se utiliza la siguiente fórmula propuesta por Goda (1985) para estimar el periodo medio del oleaje:

$$T = T_p (1 - 0.532 * 3.9^{-0.569}) \quad (4.29)$$

Con lo que se obtiene que el periodo medio es igual a 14.34 segundos, $T = 14.34 \text{ s}$

A partir de este periodo, se estima la longitud de onda en aguas profundas :

$$L_o = g / (2 \pi) * T^2 = 1.56 * 14.34^2 = 321.08 \text{ m}$$

Haciendo uso de la relación de la dispersión se encuentra la longitud de onda para una profundidad de 30.5 m, tirante al pie del dique (calado + marea).

$$L = L_o * \tanh(2 \pi h / L) \quad (4.30)$$

sustituyendo se obtiene:

$$L = 235.28 \text{ m}$$

El ancho de la berma es de 9 metros. La relación

$$B/L = 9 / 235.28 = 0.0382$$

Al utilizar la fórmula de la figura 4.8, se obtiene el factor λ :

$$\lambda = 0.527$$

El modelo requiere conocer la altura de ola y el run up de cálculo, en este caso serán la $H_{0.1\%}$ y el $Ru_{0.1\%}$. Estos valores se obtienen mediante la distribución de probabilidad propuesta por Tayfun, tal y como se explicó en el capítulo 3 (Sección 3.4.5).

El $H_{0.1\%}$ se encuentra fácilmente, aplicando directamente la distribución de Tayfun. Se evalúa con los valores de H_{rms} , T y la profundidad.

$$H_{rms} = H_s / \sqrt{2} = 7.778 \text{ m}$$

Con $H_{rms} = 7.778 \text{ m}$, $T = 14.34 \text{ s}$, $h = 30.5 \text{ m}$, la distribución de Tayfun da un valor de H/H_{rms} para una probabilidad de excedencia de 0.1% de :

$$H/H_{rms} = 2.277$$

$$\text{Por lo que } H_{0.1\%} = 2.277 * 7.778 = 17.71 \text{ m}$$

$$H_{0.1\%} = 17.71 \text{ m}$$

Para encontrar el $Ru_{0.1\%}$, se procede de la misma manera, solo que antes es necesario encontrar un valor de Ru_{rms} .

Esto se realiza a partir de un Número de Iribarren cuadrático medio que se obtiene de la siguiente expresión :

$$I_{rms} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H_{rms} / L_{o_{med}}}} \quad (4.31)$$

$$I_{rms} = 3.21$$

Con el I_{rms} , se aplica la fórmula propuesta por Losada para el cálculo del run up:

$$Ru_{rms} = H_{rms} [Au(1 - e^{Bu I_{rms}})]$$

Los parámetros Au y Bu se obtuvieron de la figura 3.2. El manto exterior del dique esta formado por bloques, por lo que se le asoció la porosidad entre cubos y escollera, con lo que se encontraron los siguientes valores de los parámetros:

$$Au = 1.25 \quad Bu = -0.65$$

Con estos valores se obtuvo un valor de Ru_{rms} de:

$$Ru_{rms} = 8.51 \text{ m}$$

Con $Ru_{rms} = 8.51 \text{ m}$, $T = 14.34 \text{ s}$, $h = 30.5 \text{ m}$, la distribución de Tayfun da un valor de Ru/Ru_{rms} para una probabilidad de excedencia de 0.1% de :

$$Ru / Ru_{ms} = 2.180$$

Por lo que $Ru_{0,1} = 2.180 * 8.51 = 18.55 \text{ m}$

$$Ru_{0,1} = 18.55 \text{ m}$$

La altura de la lámina de agua sobre el manto S se calcula con la fórmula $S = H (1 - A_c / Ru)$

$$S = 17.71 * (1 - 9.5 / 18.55) = 8.64 \text{ m}$$

$$S = 8.64 \text{ m}$$

4.6.2 Cálculo de la presión dinámica

La presión dinámica en la zona expuesta al oleaje es : $P_d = \alpha \rho g S$

El valor de α es: $\alpha = 2 Ru / H \cos^2 \beta \cos \theta$

$$\alpha = 2 * 18.55 / 17.71 \cos^2 26.565^\circ \cos 0^\circ$$

$$\alpha = 1.676$$

$$P_d = 1.676 * 1.03 * 8.84 = 14.92 \text{ T/m}^2$$

La presión dinámica en la zona protegida por el manto: $P_d = \lambda P_d = \lambda \alpha \rho g S$

$$P_d = 0.527 * 14.92 = 7.86 \text{ T/m}^2$$

La longitud de la zona del espaldón que esta expuesta directamente a la acción del oleaje es de 4 metros (L_{exp}), mientras que la de la zona protegida es de 12.5 metros (L_{pro}).

La fuerza dinámica total sobre el espaldón es de:

$$F_d = P_d * L_{exp} + P_d * L_{pro} = 14.92 * 4 + 7.86 * 12.5$$

$$F_d = 157.9 \text{ T/m} = 1550 \text{ kN/m}$$

4.6.3 Cálculo de la presión pseudohidrostática

La ley de presiones pseudohidrostáticas es : $P_h(z) = \mu \rho g (S + A_c - z)$

El parámetro μ se encuentra a partir de la figura 4.9. El valor de H/L es de:

$$H/L = 17.71 / 235.28 = 0.075$$

El valor de n es de 2.52 (el lado equivalente, Le , es igual a :

$$Le = (100 / 2.2)^{1/3} = 3.57 \text{ m}$$

$$n = B / Le = 9 / 3.57 = 2.52$$

Con estos valores se entra en la figura 4.9 y se obtiene un valor de :

$$\mu = 0.34$$

A la altura de la cimentación:

$$P_h (\text{cim}) = \mu \rho g (S + A_c - z) = 0.34 * 1.03 * (8.64 + 14 - 1.5) = 7.4 \text{ T/m}^2$$

A la altura del franco bordo

$$P_h (\text{fb}) = \mu \rho g (S + A_c - z) = 0.34 * 1.03 * (8.64 + 14 - 18) = 1.62 \text{ T/m}^2$$

La fuerza pseudohidrostática total es :

$$F_{ph} = (P_h (\text{cim}) + P_h (\text{fb})) / 2 * \text{altura del espaldón}$$

$$F_{ph} = (7.4 + 1.62) / 2 * (18 - 1.5) = 74.4 \text{ T/m}$$

$$F_{ph} = 74.4 \text{ T/m} = 730 \text{ kN/m}$$

Como la fuerza pseudohidrostática es inferior a la dinámica, esta última es la que se debe tomar en cuenta :

$$F = 1550 \text{ kN/m}$$

Siguiendo exactamente el mismo procedimiento, se puede calcular la fuerza que se presenta con una probabilidad de excedencia de 0.1% para los otros estados de mar. En la tabla 4.2, se presentan los resultados de la aplicación del método propuesto para los otros casos, así como la mayor parte de los cálculos intermedios.

Hs (m)	8	9	10	11	12
Tp (s)	15	16	17	19	20
H _{rms} (m)	5.66	6.36	7.07	7.78	8.49
T medio (s)	11.32	12.08	12.83	14.34	15.09
L para h=30.5 m (m)	171.50	187.77	203.80	235.30	250.77
H _{0.1%} / H _{rms}	2.35	2.35	2.28	2.28	2.18
H _{0.1%} (m)	13.28	14.94	16.10	17.71	18.48
Ir	2.97	2.99	3.01	3.21	3.24
Ru _{rms} (m)	6.04	6.81	7.58	8.51	9.30
Ru _{0.1%} / Ru _{rms}	2.35	2.28	2.18	2.18	2.18
Ru _{0.1%} (m)	14.20	15.52	16.54	18.55	20.28
l	0.451	0.474	0.494	0.527	0.541
α	1.71	1.66	1.64	1.68	1.756
H _{0.1%} / L	0.077	0.080	0.079	0.075	0.074
m	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34
S (m)	4.39	5.80	6.85	8.64	9.82
Pd (T/m ²)	7.74	9.92	11.60	14.92	17.77
Pd' (T/m ²)	3.50	4.71	5.73	7.86	9.61
Fd (kN/m)	732.5	967	1158	1550	1876
P _{ph} en la cim. (T/m ²)	5.92	6.41	6.78	7.40	7.82
F _{ph} (kN/m)	490	569	629	730	798
F final (kN/m)	732.5	967	1158	1550	1876

Tabla 4.2 Resultados de la aplicación del método propuesto para los distintos estados de mar

Como se puede apreciar, el método es laborioso pero de muy fácil aplicación. Al utilizar la distribución de Tayfun para encontrar la altura de ola y el run up para alguna probabilidad de excedencia dada, los cálculos se reducen considerablemente respecto a la formulación original ya que en ella se aplicaba directamente la hipótesis de equivalencia y era necesario realizar una gran cantidad de cálculos para encontrar la fuerza para la probabilidad de excedencia buscada.

En la figura 4.12 se presentan los resultados de la aplicación del método, al mismo tiempo que los resultados presentados anteriormente (aplicando el método como se planteo originalmente). Se puede observar que las fuerzas calculadas se ajustan muy bien a las medidas de campo realizadas por Burcharth et al., aunque se desvia un poco para las olas más pequeñas, aunque siempre del lado de la seguridad.

Este método presenta la ventaja de que se pueden calcular las fuerzas que actúan sobre un espaldón para cualquier probabilidad de excedencia, por lo que le da más libertad al diseñador para escoger el nivel de riesgo quiera asumir.

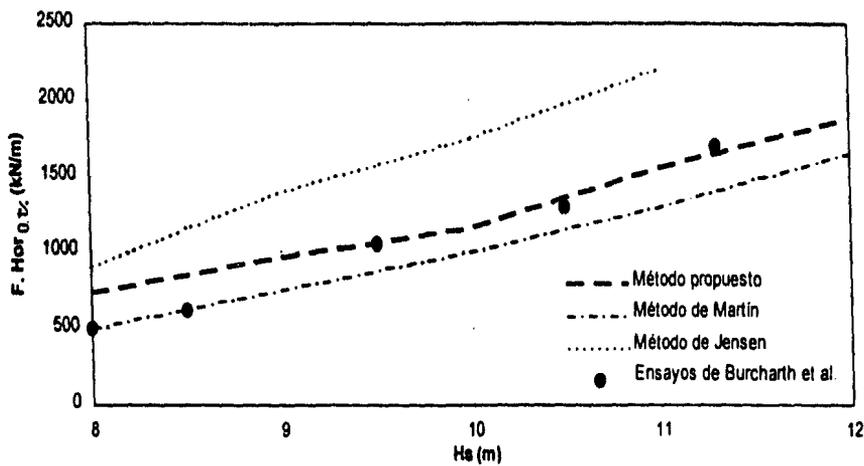


Figura 4.12 Fuerza horizontal al 0.1 % de excedencia contra H_s

4.7 Conclusiones

En este capítulo se estudiaron las estructuras verticales o reflejantes, las cuales son muy utilizadas en obras de defensa, sobre todo como coronación de diques de piezas sueltas. Se revisaron las metodologías más utilizadas para el cálculo de fuerzas que actúan sobre estas estructuras debidas a la acción del oleaje.

Las principales conclusiones obtenidas en este estudio son las siguientes:

1. El método propuesto por Martín genera resultados más cercanos a la realidad que los de Jensen.
2. La propuesta ingenieril explicada en el capítulo 3 se puede aplicar al método propuesto por Martín et al. y los resultados obtenidos se aproximan, más aún que el método original, a los datos experimentales.
3. El método propuesto se puede implantar fácilmente.
4. Se puede obtener la fuerza sobre un espaldón para cualquier probabilidad de excedencia directamente utilizando la distribución de Tayfun.

CAPÍTULO V

ESTABILIDAD DE PIEZAS DEL MANTO PRINCIPAL

6. ESTABILIDAD DE PIEZAS DEL MANTO PRINCIPAL

5.1 Introducción

El avance del conocimiento sobre las características del flujo sobre el talud de los diques de escollera y de las fuerzas que se desarrollan entre las piezas en el manto, ha permitido el desarrollo de principios racionales para el diseño de las piezas del manto principal.

En los siguientes apartados se analiza la estabilidad hidrodinámica de las piezas del manto principal de diques rompeolas no rebasables. La mayor parte del análisis se dedicará al cálculo del peso de las piezas del manto principal necesario para soportar un cierto oleaje con un nivel de daño establecido. Cuando los diques se diseñan con criterios de daño, definidos a partir de un número de piezas desplazadas desde su posición inicial, se dice que son "estáticamente estables", el umbral de oleaje que inicia el movimiento de los bloques es el parámetro fundamental.

Se describen dos métodos diferentes para determinar el peso necesario de las piezas del manto: el propuesto por Losada et al. que se basa en la función de estabilidad y el de Van der Meer, basado en el número de estabilidad o número de Hudson.

Finalmente, se realiza una comparación de los dos métodos para dos casos específicos, analizando el comportamiento de cada uno de ellos al estar en aguas relativamente intermedias y someras.

5.2 Criterios de avería

Losada et al. en 1986 definieron los niveles de avería de un dique según un criterio de observación en la inspección del dique. Los niveles que ellos proponen son los de inicio de avería, avería de Iribarren y destrucción. En 1991, Vidal et al. propusieron un cuarto nivel de avería, entre la avería de Iribarren y la destrucción : Inicio de Destrucción. Específicamente, la definición de cada uno de los niveles de avería son :

- IA, Inicio de Avería.

El nivel de Inicio de Avería es el primer grado de daño que alcanza un dique. A este nivel de daño se llega cuando algunas piezas del manto principal son desplazadas de su posición original y son depositadas a más de un diámetro de distancia. Se puede notar claramente el desplazamiento de las piezas, ya que el hueco que queda es claramente mayor a los huecos propios de porosidad normal del manto principal.

- AI, Avería de Iribarren.

Se alcanza el nivel de daño de Avería de Iribarren cuando los huecos en la capa exterior del manto principal son lo suficientemente grandes para dejar al descubierto piezas de la capa interior del mismo manto. El oleaje comienza a actuar directamente sobre la capa interior del manto principal, pero en este nivel de daño todavía no se puede apreciar ningún movimiento de las piezas.

- ID, Inicio de Destrucción.

El nivel de Inicio de Destrucción del dique se define como el inicio de avería de la capa interior del manto principal, por lo que se pueden observar claramente huecos en esta capa y se deja al descubierto las piezas del manto secundario.

- D, Destrucción.

El nivel de daño de un dique es de destrucción cuando comienzan a ser extraídas las piezas del manto secundario. Una vez alcanzado este nivel de daño, si las condiciones de oleaje se mantienen, el daño avanza rápidamente y en poco tiempo el dique no podrá cumplir sus funciones.

En la figura 5.1 se muestra un ejemplo de los distintos niveles de avería para un manto principal formado por tres capas de material.

Estos criterios de avería dan una indicación clara de cual es el estado del dique en un momento dado, pero puede llegar a ser un poco subjetivo y difícil de cuantificar, por lo que se propuso un parámetro de daño S que es función del área erosionada y del tamaño de las piezas del manto principal.

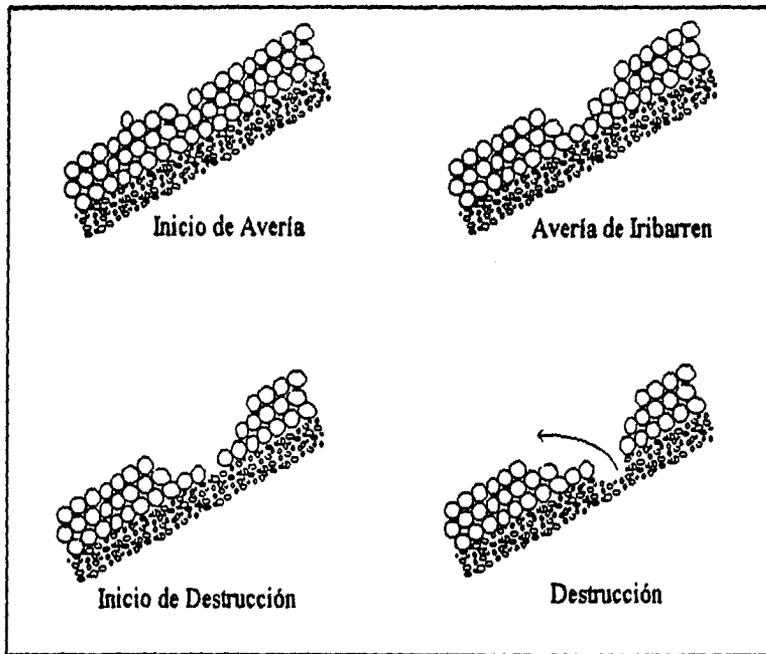


Figura 5.1 Ejemplo de niveles de Avería para un manto principal formado por tres capas de piezas

Los distintos niveles de avería mencionados anteriormente se relacionaron con el parámetro de daño S mediante mediciones experimentales en laboratorio. En la tabla 5.1 se encuentran los valores de S para cada uno de los niveles de daño según datos de Desiré.

Nivel de Daño S				
Cot α	IA	AI	ID	D
1.5	1.5	2.5	6.5	12
2	2	3	8	14
3	2.5	3.5	9.5	16
4	3	4	11	18
5	3	4	11	18

Tabla 5.1 Valores del parámetro de daño S para diferentes niveles de avería, para diques no rebasables de talud recto con un talud principal formado por dos capas.

El parámetro S se define matemáticamente como

$$S = \frac{A_d}{D_{n50}^2} \quad (5.1)$$

donde A_d es el área erosionada media de la sección transversal del manto principal y D_{n50} el diámetro nominal de las piezas del manto principal.

$$D_{n50} = \left(\frac{W_{50}}{\gamma_s} \right)^{1/3} \quad (5.2)$$

donde W_{50} es el peso medio y γ_s es la densidad de las piezas del manto principal.

El parámetros S se define matemáticamente como :

$$S = \frac{A_d}{D_{n50}^2} \quad (5.1)$$

donde A_d es el área erosionada media de la sección transversal del manto principal y D_{n50} el diámetro nominal de las piezas del manto principal.

$$D_{n50} = \left(\frac{W_{50}}{\gamma_s} \right)^{1/3} \quad (5.2)$$

donde W_{50} el peso medio y γ_s es la densidad de las piezas del manto principal.

5.3 Parámetros que influyen en el proceso de cálculo

La estabilidad de las piezas de la coraza depende de muchos parámetros relacionados con el entorno del dique, la geometría del dique, las características físicas y mecánicas de las piezas, forma de colocación de las piezas y estado de mar de diseño del dique.

Para facilitar el proceso de diseño varios parámetros se pueden obviar, ya sea que su influencia sea muy pequeña o porque se tomen en cuenta de otra forma. Por ejemplo, se supone en las formulaciones que la pendiente del fondo es muy suave y no influye sobre el oleaje incidente. El espesor de la coraza o manto principal es un número entero de veces el lado del cubo equivalente y normalmente se diseña para dos capas de piezas.

Teniendo en cuenta lo anterior, la expresión que relaciona la estabilidad de las piezas del manto principal de un dique rompeolas, para un nivel de daño o avería determinado, y bajo la acción de un oleaje dado, es del tipo:

$$f(\rho_s, \rho_w, \mu, g, H_i, T, W_{p50}, \alpha, \beta, \text{tipo de piezas, forma de colocación}) = 0 \quad (5.3)$$

Dado un tipo de piezas y una forma de colocación determinada, la expresión anterior queda como:

$$f(\rho_s, \rho_w, \mu, g, H_i, T, W_{p50}, \alpha, \beta) = 0 \quad (5.4)$$

Utilizando los siguientes números adimensionales: α , β , $W_{p50}/(\rho_s H^3)$, $\rho_s/\rho_w = S_r$, $H_i^2/\mu T$ y $2\pi H/gT^2 = H/L_0$, la expresión anterior se representa como:

$$f\left(S_r, \frac{H_i^2}{\mu T}, \frac{H_i}{L_0}, \frac{W_{p50}}{\gamma_w H_i^3}, \alpha, \beta\right) = 0 \quad (5.5)$$

El parámetro $H_i^2/\mu T$ es un número de Reynolds. Al ser el flujo sobre el talud del tipo turbulento completamente desarrollado, se puede suponer que las variaciones de su valor no afectan a los coeficientes de arrastre, sustentación e inercia de la pieza, por lo que su influencia en la función f puede ser despreciada, además, suponiendo incidencia normal del oleaje se tiene:

$$f\left(S_r, \frac{H_i}{L_0}, \frac{W_{p50}}{\gamma_w H_i^3}, \alpha\right) = 0 \quad (5.6)$$

Losada et al. (1988) encontraron que el peso de las piezas se puede determinar con la siguiente formula:

$$W = \Psi \gamma_w H^3 R \quad (5.7)$$

donde

$$R = \frac{S_r}{(S_r - 1)^3} \quad (5.8)$$

y Ψ es la función de estabilidad. Al comparar las dos últimas expresiones se concluye que la función de estabilidad Ψ depende de H/L_o y α . El efecto los parámetros H/L_o y α sobre el flujo en un talud puede ser representado correctamente por el número de Iribarren, Losada y Gimenez-Curto (1979), por lo que se tiene:

$$\Psi = f\left(\frac{H}{L_o}, \alpha\right) \quad (5.9)$$

ó

$$\Psi = f(Ir) \quad (5.10)$$

5.4 Fórmulas de diseño del tronco del dique

Si se tiene definido el tipo de piezas a utilizar para el manto principal o coraza, la densidad de las mismas y el oleaje de diseño, el problema de encontrar el peso de las piezas se reduce a encontrar el valor de la función de estabilidad Ψ . El peso de las piezas se encuentra mediante el uso de la fórmula propuesta por Losada mencionada :

$$W = \Psi \gamma_w H^3 R \quad (5.11)$$

donde

$$R = \frac{S_r}{(S_r - 1)^3} \quad (5.12)$$

El valor de Ψ se puede obtener de tablas y gráficas propuestas por varios autores. La función de estabilidad está relacionada con el número de estabilidad o número de Hudson N_s , mediante la ecuación mostrada a continuación (5.13), por lo que se pueden utilizar de igual manera los valores de N_s reportados en la literatura.

$$\Psi = \frac{1}{N_s^3} \quad (5.13)$$

Losada y Gimenez-Curto (1979) propusieron un modelo exponencial para la obtención de la función de estabilidad Ψ , según los resultados obtenidos por ensayos de laboratorio.

$$\Psi = A (I_r - I_{r0}) e^{B(I_r - I_{r0})} \quad \text{para } I_r > I_{r0} \quad (5.14)$$

donde $I_{r0} = 2.654 \tan \alpha$, A y B son coeficientes de ajuste, que dependen del tipo de piezas utilizadas, el talud del dique y el tipo de avería que se tome en cuenta. En la tabla 5.2 se encuentran los valores A, B, I_{r0} , el factor por el cual hay que multiplicar la función de estabilidad para englobar el 95 % de los datos (BC 95%) y el valor máximo que puede tomar la función de estabilidad ya incluyendo el factor BC 95%.

Tipo de pieza	Cot α	A	B	I _{ro}	BC 95%	BC Ψ_{max}
	1.50	0.09035	-0.5879	1.77	1.41	0.0797
Escollera	2.00	0.05698	-0.6627	1.33	1.46	0.0462
(inicio de avería)	3.00	0.04697	-0.8084	0.88	1.35	0.0289
	4.00	0.04412	-0.9339	0.66	1.64	0.0285
Bloques	1.50	0.06819	-0.5148	1.77	3.28	0.1598
a x a x 1.5a	2.00	0.03968	-0.6247	1.33	2.37	0.0554
(inicio de avería)	3.00	0.03410	-0.7620	0.88	1.77	0.0291
Tetrápodos	1.33	0.03380	-0.3141	1.99	1.64	0.0649
(inicio de avería)	1.50	0.02788	-0.3993	1.77	2.27	0.0583
	2.00	0.02058	-0.5078	1.33	1.93	0.0288
Escollera sin clasificar	2.50	0.18340	-0.5764	1.06	1.57	0.1838
	3.50	0.18190	-0.6592	0.76	1.50	0.1523
(daño nulo)	5.00	0.14680	-0.6443	0.53	1.52	0.1274

Tabla 5.2 Parámetros de ajuste del modelo exponencial para la función de estabilidad, factores para la banda de confianza superior del 95 % y valores máximos posibles de Ψ para la banda de confianza del 95%.

Utilizando este modelo exponencial, el máximo de la función de estabilidad (estabilidad mínima de las piezas) se presenta en :

$$I_{r_{cmi}} = I_{ro} - \frac{1}{B} \quad (5.15)$$

Y el valor máximo de la función de estabilidad es:

$$\Psi_{max} = -\frac{A}{B \cdot e} \quad (5.16)$$

en las figuras 5.2, 5.3, 5.4 se presentan los resultados experimentales obtenidos por Losada y Giménez-Curto, así como el ajuste de la función de estabilidad para los casos de inicio de avería en escollera, bloques paralelepípedos y tetrápodos.

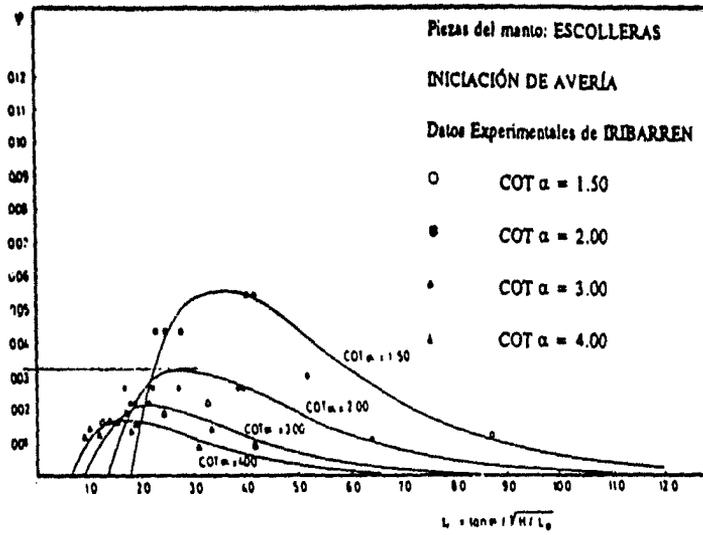


Figura 5.2 Curvas de ajuste de la función de estabilidad para escolleras e inicio de avería. De Losada y Giménez-Curto (1979).

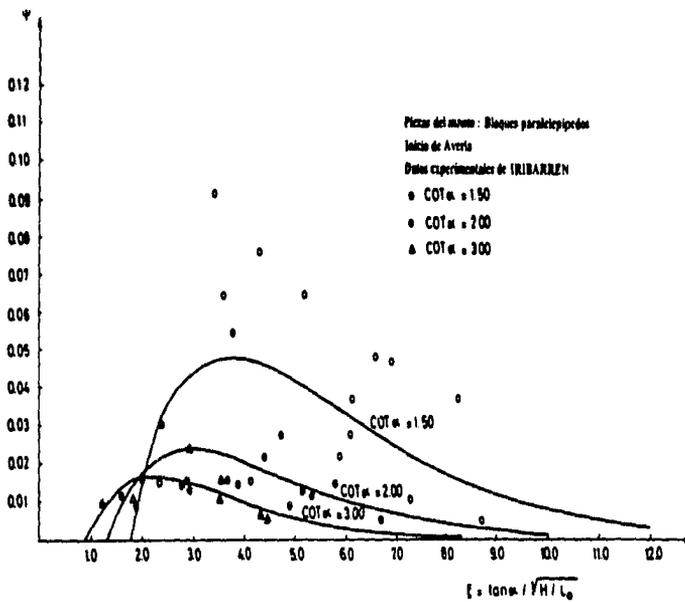


Figura 5.3 Curvas de ajuste de la función de estabilidad para bloques paralelepípedos e inicio de avería. De Losada y Giménez-Curto (1979).

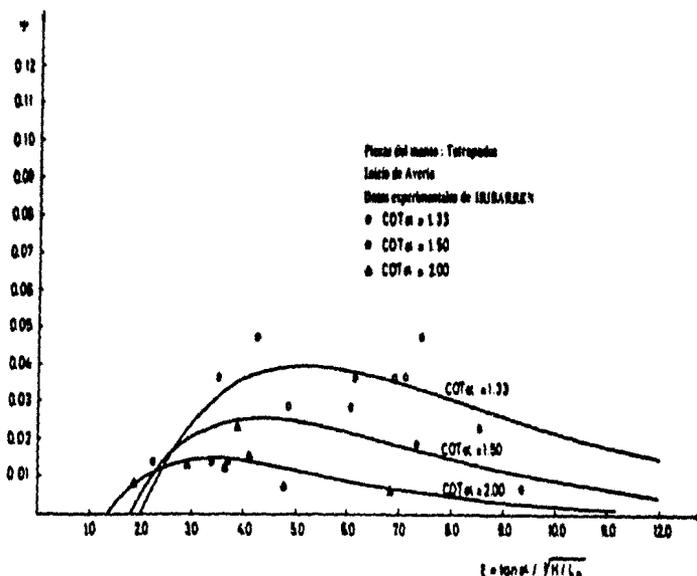


Figura 5.4 Curvas de ajuste de la función de estabilidad para tetrápodos e inicio de avería. De Losada y Giménez-Curto (1979).

Como se puede apreciar en las figuras anteriores, los resultados experimentales muestran una gran dispersión, prueba de que la estabilidad de las piezas no depende solamente del número de Iribarren, sino de depende de otros factores no tomados en cuenta.

Tipo de Bloque	a x a x a			a x a x 1.5a	a x a x 2a	
Cot α	1.5	2.0	2.5	2.5	1.5	2.5
Inicio de Avería	0.060	0.047	0.043	0.084	0.120	0.116
Avería Iribarren	0.033	0.028	0.024	0.030	0.042	0.038
Destrucción	0.027	0.027	0.018	0.021	0.035	0.027

Tabla 5.3 Valores máximos de la función de estabilidad para bloques paralelepípedos, según Losada y Desiré (1985)

Losada y Desiré (1984), tras una extensa experimentación con bloques paralelepípedicos concluyeron que la dispersión en los resultados experimentales depende del criterio de avería, de la pendiente del talud y de la forma de la pieza. Las figuras 5.5, 5.6, 5.7, 5.8 y 5.9 muestran los resultados experimentales y las curvas de diseño recomendadas. Estas curvas se corresponden con la banda superior de confianza del 95 %, sobre el total de los datos y pueden ser tomadas directamente como valores de diseño de Ψ.

Al tomar los valores máximos, indicados en las Figuras 5.5, 5.6, 5.7, 5.8 y 5.9 por las rectas horizontales discontinuas, se obtienen los valores máximos de la función de estabilidad de la tabla 5.3

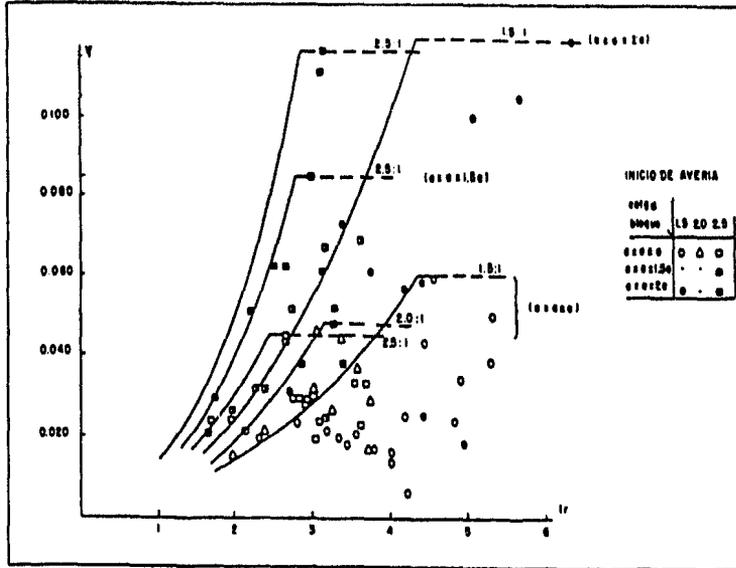


Figura 5.5 Curvas de diseño para la función de estabilidad para bloques paralelepípicos de concreto e inicio de avería. De Losada y Desiré (1985).

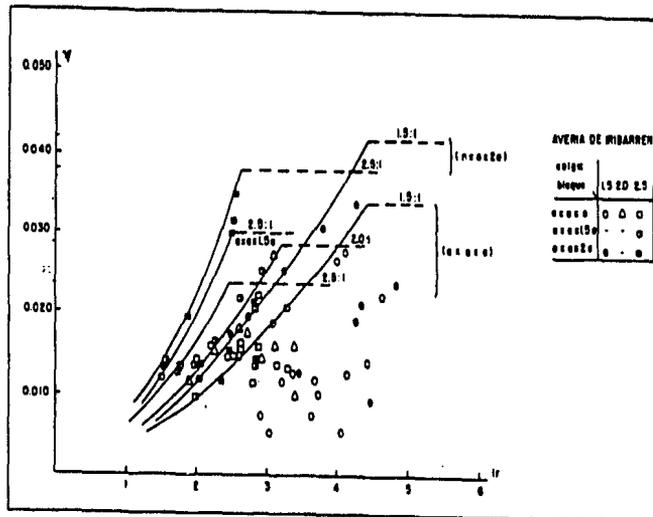


Figura 5.6 Curvas de diseño para la función de estabilidad para bloques paralelepípicos de concreto avería de Iribarren. De Losada y Desiré (1985).

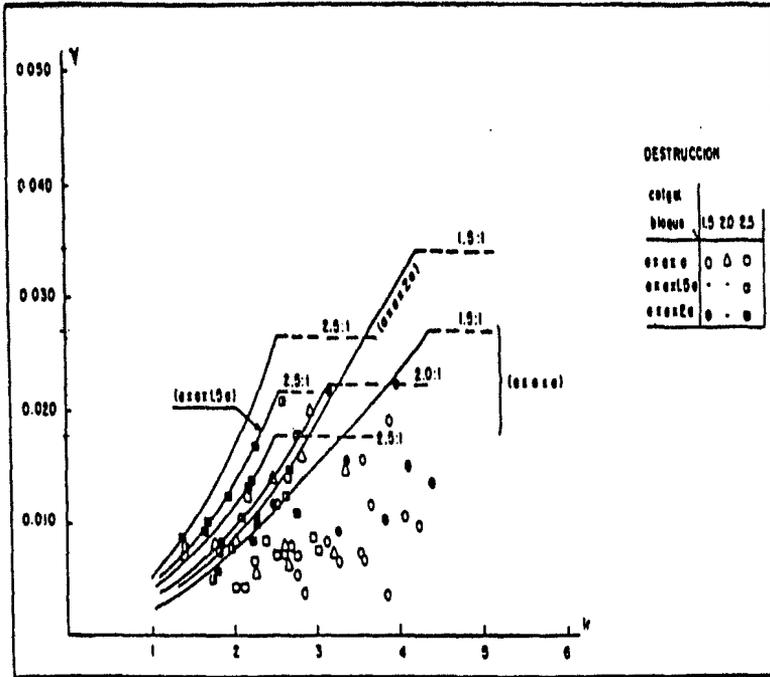


Figura 5.7 Curvas de diseño para la función de estabilidad para bloques paralelepípedicos de concreto y destrucción. De Losada y Desiré (1985).

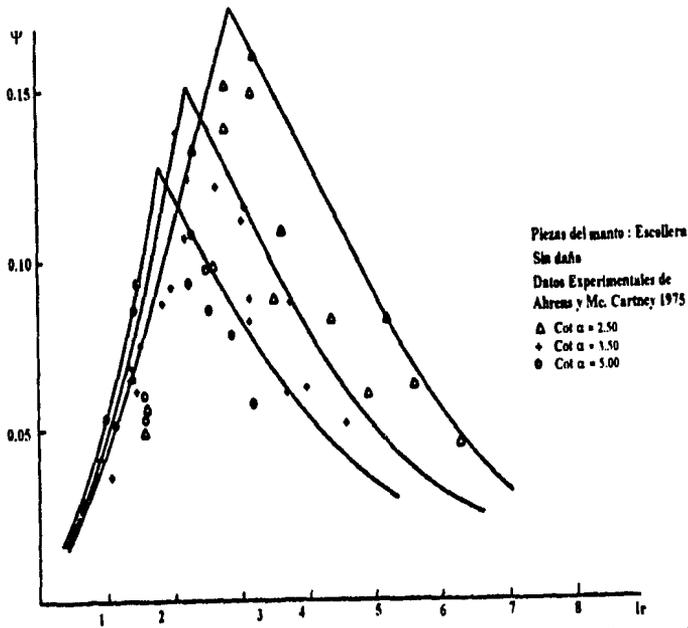


Figura 5.8 Curvas de diseños para la función de estabilidad para escollera y sin daño. De Losada y Desiré (1985).

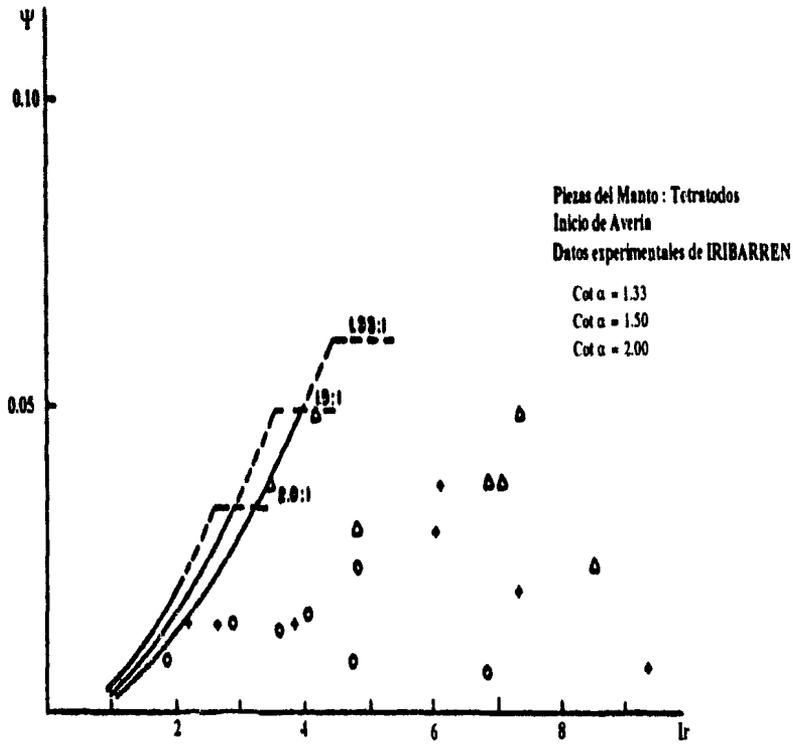


Figura 5.9 Curvas de diseños para la función de estabilidad para tetrápodos, inicio de avería. De Losada y Desiré (1985).

5.5 Influencia de otros parámetros no contemplados en las formulaciones

Existen otros parámetros que influyen en el diseño del tronco de un dique que no están incluidos en las metodología de cálculo presentada en el apartado anterior. Entre estos parámetros cabe resaltar el ángulo de incidencia del oleaje, la profundidad del agua al pie del dique, la forma en que se colocan las piezas del manto principal y la permeabilidad del dique.

5.5.1 Ángulo de incidencia del oleaje.

Losada et al. (1982) indican algunas conclusiones sobre la estabilidad de piezas para oleaje con incidencia oblicua:

- Existe una grave carencia de datos experimentales sobre la estabilidad de diques de escollera bajo la acción de oleajes con incidencia oblicua.
- Los diques rompeolas construidos con escolleras sin clasificar, escolleras naturales o bloques paralelepípedicos y con taludes $\cot \alpha < 3$, tienen unas condiciones medias de estabilidad bajo la acción de ondas regulares incidiendo oblicuamente, que no son muy distintas del caso de incidencia normal.
- Los diques construidos con elementos de elevada trabazón (dolos, tetrápodos, etc.), pueden tener unas condiciones de estabilidad peores bajo incidencia oblicua que bajo incidencia normal, por lo que, mientras no se disponga de información adecuada, no es recomendable utilizar cantos de elevada trabazón en diques en los que se pueda presentar oleajes próximos al de cálculo con incidencia oblicua.

Las piezas desplazadas por olas con un ángulo de incidencia importante pueden ser depositados hacia un lado, fuera de la zona de avería, por lo que, como en el caso de los morros, estas piezas no ayudan a proteger el área donde inicio la avería. Esto podría ocasionar un aumento de la fragilidad del dique.

5.5.2 Profundidad del agua a pie de dique

Las formulaciones anteriores suponen que la profundidad relativa del agua al pie del dique es $d/H_i > 3$, por lo que la profundidad no afecta significativamente el oleaje. En profundidades menores, el oleaje tiende a peraltarse y romper por la acción del fondo y no por el dique mismo, esto tiende a desplazar la rotura del oleaje hacia el descrestamiento.

En estas condiciones, el oleaje tiende a disipar más energía por rotura, la sollicitación sobre las piezas del manto disminuye y se tiene un menor ascenso del agua sobre el talud.

En general, la poca profundidad mejora la estabilidad de las piezas del manto respecto a un dique en aguas indefinidas para las mismas condiciones de oleaje no obstante, no se recomienda reducir el valor de la función de estabilidad. Además, en esta situación se debe tener mucho cuidado con los problemas de erosión al pie del dique.

5.5.3 Ángulo del talud

Aunque el ángulo del talud esta tomado en cuenta en el número de Iribarren, este último no es suficiente para representar el comportamiento de la función de estabilidad ante los cambios de inclinación del talud. Esto queda evidenciado en las figuras presentadas del valor de Ψ contra I_r , donde se puede apreciar que para cada ángulo del talud se tiene una curva diferente.

Para taludes muy tendidos, prácticamente horizontales, la estabilidad de las piezas depende solamente del peso propio. Conforme aumenta el talud, la estabilidad debida al peso va disminuyendo, pero comienza a aumentar la estabilidad producida por la trabazón de las piezas. Según la forma de las piezas y la manera de colocarlas, la estabilidad por trabazón puede ser muy pequeña, como en el caso de escolleras y cubos, o puede ser muy alta como en el caso de los dolos y tetrapodos. Entre más alta sea la trabazón que puedan generar las piezas, mayor será el talud en que se tenga el máximo de estabilidad.

En las figuras 5.10 y 5.11 se puede apreciar el comportamiento general de la estabilidad de piezas del manto principal según cambia el ángulo del talud. El máximo de estabilidad para piezas que generan poca trabazón se alcanza en taludes poco tendidos, mientras que para las que generan mucha trabazón el ángulo para la máxima estabilidad es muy pronunciado.

En la tabla 5.4, Losada (1988) indica cual es el ángulo óptimo para la estabilidad de piezas del manto principal, basándose en datos experimentales de Iribarren, Ahrens y McCartney, y Rice. Se presenta el ángulo de estabilidad óptimo para diferentes tipos de piezas.

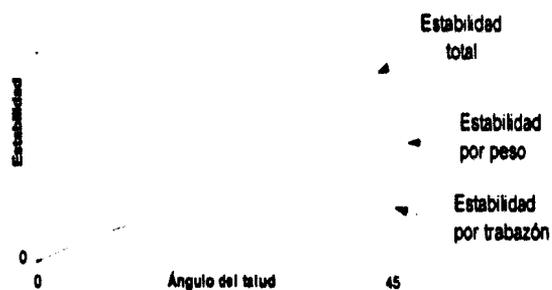


Figura 5.10 Representación esquemática de la estabilidad contra el ángulo del talud para piezas que desarrollan poca trabazón

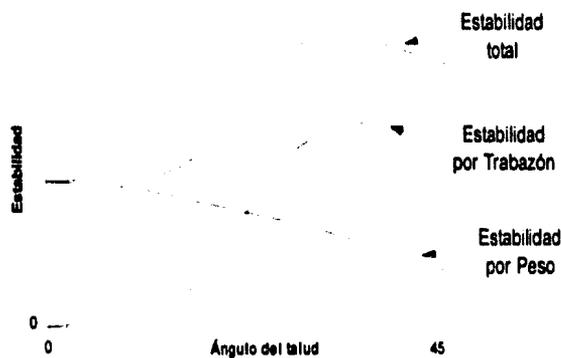


Figura 5.11 Representación esquemática de la estabilidad contra el ángulo del talud para piezas que desarrollan mucha trabazón.

Tipo de pieza del manto	Cot α_{optimo}
rip-rap	> 5
escollera	de 4 a 6
bloque paralelepípedo	de 3 a 4
stabit	de 2 a 2.5
tetrápodo	de 2 a 2.5
dolo	de 1.75 a 2

Tabla 5.4 Valores de ángulo de talud óptimo para la estabilidad de piezas del manto principal, para varios tipos de piezas.

5.5.4 Forma de colocación de piezas

La forma de colocar las piezas del manto principal, de manera ordenada o aleatoria, modifica substancialmente la estabilidad de las mismas. De la forma de colocación depende la rugosidad y la permeabilidad del dique, lo que altera el ascenso y descenso del agua sobre el talud y la fuerza requerida para extraer las piezas.

Las formas de colocación ordenadas mejoran la estabilidad de las piezas, sobre todo en el criterio de inicio de avería, aunque si el criterio de avería se aproxima al de destrucción el aumento de estabilidad es poco notorio. Esto indica que los diques en los cuales las piezas se han colocado de manera especial sean más frágiles que los otros, entendiendo fragilidad como la diferencia de valor de la función de estabilidad entre el inicio de avería y la destrucción.

Se puede utilizar el aumento de la estabilidad de las piezas para poder disminuir el peso de las mismas, solo que hay que tener mucho cuidado en estimar el oleaje de diseño ya que la fragilidad del dique reducirá considerablemente su capacidad para resistir solicitaciones superiores a las de diseño. Si se inicia la falla y el oleaje persiste, la destrucción de la obra ocurre con mayor rapidez.

5.5.5 Permeabilidad del dique

La permeabilidad del dique tiene un gran importancia en la velocidad de desplazamiento del agua en su interior. Si el núcleo del dique es muy permeable, el nivel del agua en el interior de la obra tiende a seguir el movimiento del agua sobre el talud (ascenso y descenso), mientras que si el material es muy fino, el nivel tiende a estabilizarse cerca del nivel del ascenso máximo del agua.

Hudson (1959) encontró un notable aumento de la estabilidad de las piezas para núcleos con una gran permeabilidad. Demostró que para núcleos de material fino el daño se presentaba más rápidamente y de forma más severa que en los diques con núcleo más permeable.

En la figura 5.12 se puede apreciar claramente como, para tener un mismo nivel de daño, se requiere una altura de ola más grande si el núcleo es muy permeable, mientras que para un caso más impermeable se requiere de una ola mucho menor.

Tipo Diámetro del Núcleo (mm)

A 22.5 - 30.0

B 6.1 - 11.5

C 3.2 - 6.1

D Liso impermeable

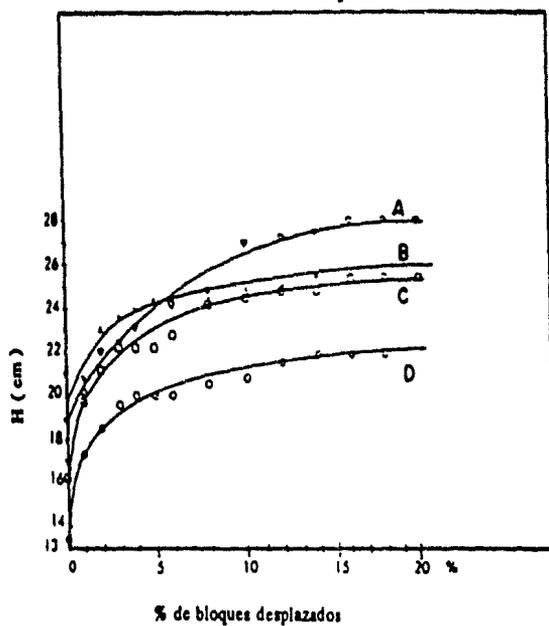


Figura 5.12 Evolución de la avería con la altura de ola, para núcleos de dique con distintas permeabilidades. De Bruun y Johannesson (1974).

5.6 Diseño del morro

El morro es la parte terminal de un dique. Esta sección del dique debe de estudiarse con mucho cuidado ya que es la zona del dique que falla más fácilmente.

Cada parte del morro recibe el oleaje con un ángulo de incidencia diferente y además los efectos de difracción en esta zona son muy importantes, esto dificulta el poder determinar con exactitud los parámetros de estabilidad del morro.

Al igual que en el tronco del dique, el número de Iribarren juega un papel importante en la estabilidad de las piezas. Carver y Heimgaugh (1987) realizaron ensayos con dos tipos de piezas (dolos y escolleras) y en sus resultados, ver figura 5.13, se puede apreciar claramente que existe un mínimo de estabilidad para valores del número de Iribarren cercanos a tres, lo que corresponde a oleaje rompiendo en colapso o voluta.

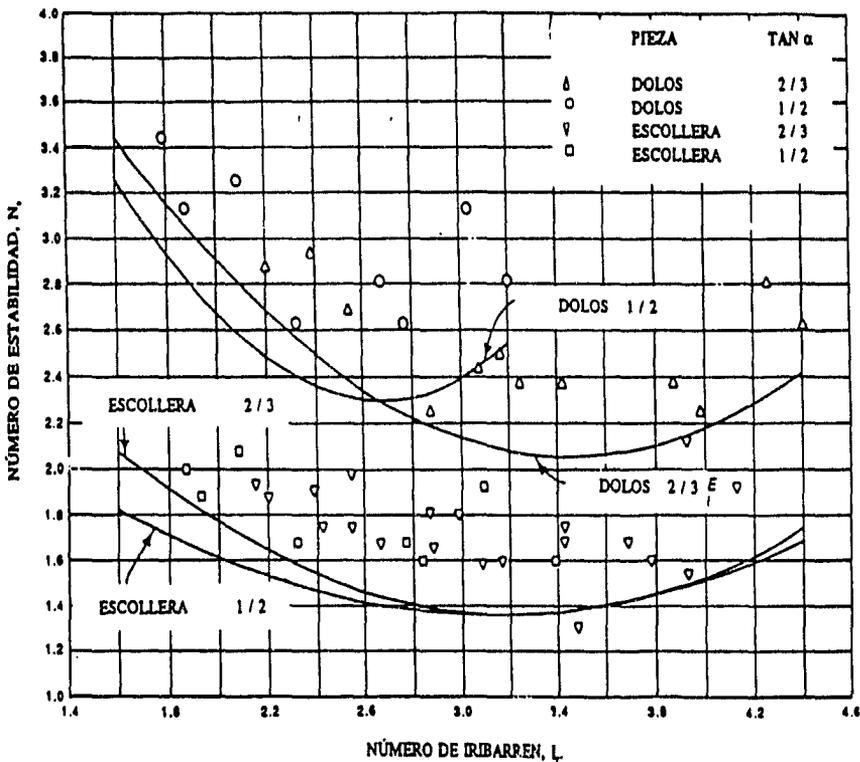


Figura 5.13 Variación del número de estabilidad para dolos y escollera en el morro para inicio de avería.

Por los efectos combinados de la difracción, reflexión y refracción relacionados con la geometría del dique generan alturas de ola cerca del morro significativamente mayores a la altura de ola incidente. Al romper la ola sobre los taludes del morro, las piezas tienden a ser desplazadas hacia la zona protegida por lo que, a diferencia de la zona del tronco, las piezas removidas no ayudan a proteger el área donde se inició la avería. Además, estas piezas pueden llegar a obstruir parcialmente la zona de navegación cercana al morro.

5.6.1 Recomendaciones de diseño

Existen pocos datos experimentales que permitan encontrar el valor de la función de estabilidad o del número de Hudson para los morros de diques. Se pueden utilizar los datos de Carver y Heimbaugh mencionados anteriormente (figura, 5.13), pero su rango de aplicación es muy limitado: solo se estudian las escolleras y los dolos para dos distintos taludes.

Vidal et al. (1991) por medio de ensayos de laboratorio encontraron que el inicio del daño se producía en un sector de unos 60 grados, medidos desde el frente oleaje hacia la zona abrigada, como se muestra en la figura 5.14. Una vez removidas las primeras piezas, el daño comienza a propagarse hacia la zona directamente expuesta al oleaje ya que las piezas se encuentran sin el apoyo lateral que les ayude a mantener su posición. En todo este sector se debe incrementar el peso de las piezas del manto principal, y si se tienen varias direcciones de oleaje probables, se deben tomar en cuenta todas las condiciones posibles.

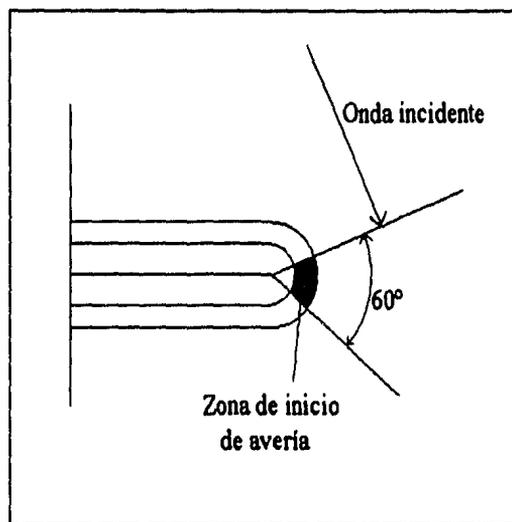


Figura 5.14 Zona de inicio de avería en el morro según Vidal (1991)

En el mismo artículo, Vidal propone aumentar el peso de las piezas por unos factores dependiendo del nivel de avería considerado. Estos factores se encuentran en la tabla 5.5 e indican el aumento de peso respecto al calculado para las mismas condiciones de oleaje para el tronco del dique.

Nivel de Avería	Inicio de Avería	Avería de Iribarren	Inicio de Destrucción
Factor	1.5	1.9	2.5

Tabla 5.5 Factores de incremento de peso para piezas en el morro. Ensayos realizados con bloques cúbicos y talud con $\cot \alpha = 2$.

En la tabla 5.5 también se puede apreciar la fragilidad del morro. Entre más alto sea el nivel de daño estudiado, más alto es el factor que se debe utilizar. Esto se debe a que, como se mencionó, las piezas desplazadas dejan sin apoyo a las que se encuentran hacia el lado expuesto y además, las piezas retiradas se mueven al lado interior y no ayudan a proteger el área erosionada. Debido a lo señalado, el daño se propaga más rápidamente en el morro que en el tronco y por lo tanto es más frágil.

Respecto a la forma del morro, Losada et al. (1990) recomiendan que sea de forma cónica, el diámetro de la corona debe de ser el mismo que el ancho de la corona del tronco y finalmente, el morro no debe voltearse hacia tierra o hacia el mar.

5.7 Método de Van der Meer

Van der Meer (1993) propone otra metodología para calcular la estabilidad de las piezas del manto principal, a partir de resultados experimentales en diques de escollera.

Para de aguas profundas, utiliza como altura de referencia la altura significativa H_s , la porosidad del manto principal y del secundario las representa con un solo parámetro p . Las fórmulas son validas para taludes de escolleras.

Ecuaciones de Van der Meer para aguas profundas

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D} = 6.2P^{0.18} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} Ir^{-0.5}, \text{ para } Ir < Ir_c \quad (5.17)$$

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D} = 1.0P^{-0.13} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \sqrt{\cot \alpha} Ir^p, \text{ para } Ir > Ir_c \quad (5.18)$$

donde

Ir : Número de Iribarren calculado a partir de la altura significativa y del período medio.

H_s : Altura significativa.

N : Número de olas del estado de mar

Ir_c : Número de Iribarren crítico, para el cual se tiene un mínimo de estabilidad de las piezas del manto. El Ir_c se calcula con la fórmula:

$$Ir_c = \left(6.2P^{0.31} \sqrt{\tan \alpha} \right)^{\frac{1}{p+0.5}} \quad (5.19)$$

D : Diámetro nominal de las piezas.

Δ : $\Delta = (\gamma_s - \gamma_w) / \gamma_w$

Para taludes con $\cot \alpha > 4$, no se tiene una transición entre el oleaje que rompa en voluta ($Ir < Ir_c$) y el que rompa en oscilación ($Ir > Ir_c$), Van der Meer (1993), y se utiliza solamente la primera fórmula para oleaje rompiendo en voluta ($Ir < Ir_c$).

Para aguas poco profundas, Van der Meer indica que la altura significativa no es un buen parámetro y propone utilizar la altura de ola con una probabilidad de excedencia del

2%, $H_{2\%}$, como altura de referencia. Modificó levemente sus ecuaciones, quedando las siguientes:

Ecuaciones de Van der Meer para aguas poco profundas

$$N_s = \frac{H_{2\%}}{\Delta D} = 8.7 P^{0.18} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} l r^{-0.5}, \text{ para } l r < l r_c \quad (5.20)$$

$$N_s = \frac{H_{2\%}}{\Delta D} = 1.4 P^{-0.13} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \sqrt{\cot \alpha} l r^p, \text{ para } l r > l r_c \quad (5.21)$$

La $H_{2\%}$, se debe calcular tomando en cuenta el cambio que sufre el oleaje al estar en aguas reducidas, especialmente la rotura debido al fondo. Nótese que si se calcula la $H_{2\%}$, utilizando la distribución de Rayleigh, las fórmulas de Van der Meer para aguas profundas y aguas someras son exactamente iguales, dando números de estabilidad y tamaños de piezas iguales.

Las fórmulas presentadas por Van der Meer tienen graves inconvenientes como el poderlas utilizar solamente para taludes de escolleras y que la estimación del parámetro de porosidad P es un poco ambiguo, además se debe utilizar solo la altura de ola con una probabilidad de excedencia del 2%. No obstante, también presenta ventajas como la facilidad de generar curvas como la que se presenta en la figura 5.15, donde se relaciona el número de Iribarren, la altura de ola significativa y el nivel de daño.

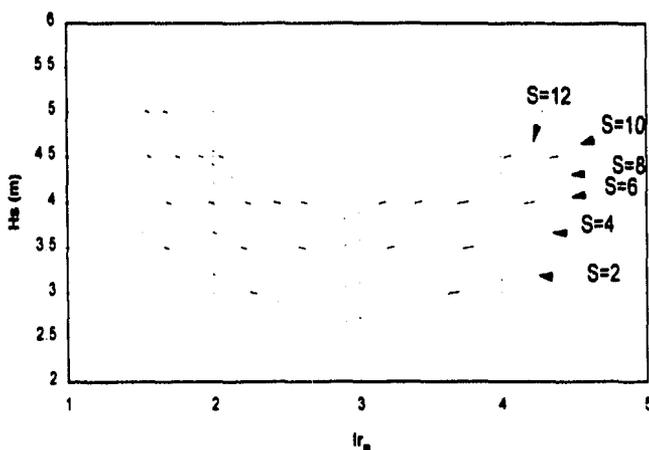


Figura 5.15 Altura de ola contra número de Iribarren para varios niveles de daño (cálculos realizados con $D=1\text{m}$, $\Delta=2.6$, $P=0.5$ y $N=3000$).

5.8 Comparación entre los métodos de Van der Meer y el de Losada et al.

Se realizó una comparación de los métodos presentados anteriormente para estudiar su comportamiento al encontrarse en aguas intermedias y someras. Se encontró el peso de las piezas del manto principal para la mínima estabilidad que presentan ambos métodos.

El caso que se estudió tiene las siguientes características.

La densidad de las piezas del manto principal es de $\gamma = 2650 \text{ kg/m}^3$, la cotangente del ángulo del talud es de 1.5, el nivel de daño para el diseño es de Inicio de Avería, lo que corresponde a $S = 2$. La porosidad del dique es de $P=0.4$ y el talud está constituido por escolleras. El estado de mar se define con una altura de ola significativa $H_s = 2.121 \text{ m}$ y el número de olas es de $N=3000$.

Se utilizó la distribución de probabilidad de Tayfun para encontrar la altura de ola para la probabilidad de excedencia requerida. En las fórmulas de Van der Meer para aguas someras se requiere la $H_{2\%}$, tal y como se indicó anteriormente. Para el método de Losada et al. la probabilidad de excedencia que se utilizó es del 0.13 % por la siguiente razón: los datos experimentales utilizados por Van der Meer vienen de los mismos experimentos con los que obtuvo las curvas de predicción de ascenso máximo del agua sobre taludes rugosos revisadas en el capítulo 3 de este trabajo, y para esas curvas definió el R_u máximo como el de probabilidad de excedencia del 0.13%. Se utilizó por lo tanto el 0.13% para tratar de encontrar los mismos resultados con ambas metodologías.

Se asume que se presenta la condición de peor estabilidad para las escolleras. Con el método de Van der Meer, esto ocurre para el llamado número de Iribarren crítico, I_{rc} . Para el método de Losada et al. se utilizó el valor de Ψ max con una banda de confianza del 95 %.

Se desarrollará paso a paso los cálculos correspondientes a una profundidad de $h=10 \text{ m}$.

- Método de Van der Meer

Se calcula el número de estabilidad para la mínima estabilidad:

$$I_{rc} = \left(6.2 P^{0.31} \sqrt{\tan \alpha} \right)^{\frac{1}{p+0.5}} = \left(6.2 * 0.4^{0.31} \sqrt{0.6667} \right)^{\frac{1}{0.9}} = 4.42$$

$$N_s = \frac{H_{2\%}}{\Delta D} = 8.7P^{0.18} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} Ir^{-0.5} = 8.7 * 0.4^{0.18} \left(\frac{2}{\sqrt{3000}} \right)^{0.2} 4.42^{-0.5} = 1.81$$

La distribución de Tayfun requiere de un período, por lo que este se obtuvo a partir del número de Iribarren crítico, como lo define Van der Meer.

$$Ir_c = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H_s/L_o}} = \frac{0.6667}{\sqrt{2.121/L_o}} = 4.42 \Rightarrow L_o = 93.23m \Rightarrow T = 7.73s$$

Los valores de $T = 7.73$ s, $H_s = 2.121$ m y $h = 10$ m se substituyen en la distribución de Tayfun y se encuentra:

$$H_{2\%} = 2.895 \text{ kg}$$

El diámetro nominal de las piezas es:

$$D = \frac{H_{2\%}}{\Delta N_s} = \frac{2.895}{1.585 * 1.81} = 1.009m$$

Finalmente, el peso es:

$$W = \gamma D^3 = 2650 * 1.009^3 = 2723 \text{ kg}$$

- Método de Losada et al. (1988).

El valores máximo de la función de estabilidad para escolleras con un talud de $\cot \alpha = 1.5$ y una banda de confianza del 95% es de :

$$\Psi \text{ max} = 0.0797 \text{ (ver tabla 5.2)}$$

La altura de ola de cálculo es $H_{0.13\%}$, se calcula con la distribución de probabilidad de Tayfun. Entrando en la distribución de probabilidad con los mismos parámetros que en el otro caso tenemos :

$$H_{0.13\%} = 3.65775 \text{ m}$$

El peso de las escolleras es:

$$W = \Psi \gamma_w R H_{0.13\%}^3 = 0.0797 * 1025 * 0.6488 * 3.65775^3 = 2598 \text{ kg}$$

En la figura 3.16 se muestran los resultados de los cálculos efectuados para otras profundidades. Los resultados se muestran como peso de las piezas del manto principal contra la profundidad relativa h / H_{ms} .

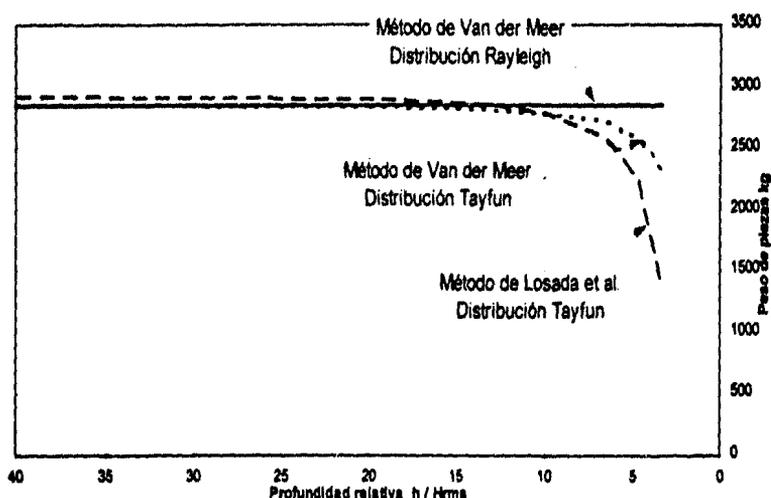


Figura 5.16 Variación del peso de las piezas del manto principal con la profundidad del agua a pie de dique para los métodos propuestos por Van der Meer y Losada et al ($H_s=2.121$ m).

El segundo ejemplo de cálculo se realizó con los mismos parámetros, solo cambió la altura de ola significativa, $H_s = 1$ m. Los cálculos se realizan exactamente de la misma forma que para el caso anterior.

En la figura 5.17 se puede observar los resultados para varias profundidades, tal y como se realizó en el caso anterior. Se puede ver que para esta otra altura de ola se tiene aproximadamente el mismo comportamiento que el que se tuvo para $H_s = 2.121$ m.

Conviene resaltar que una reducción de la altura significativa (o cuadrática media) de un factor cercano a 2 provoca una reducción del peso de las piezas del manto principal de un factor de prácticamente 10. Esto ejemplifica la necesidad de determinar lo más exactamente posible la altura de ola de cálculo, ya que cualquier diferencia se traduce en importantes cambios de peso de las piezas.

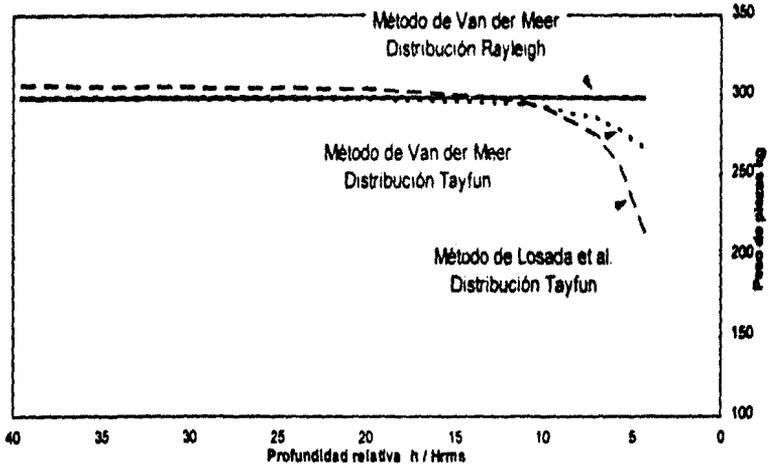


Figura 5.17 Variación del peso de las piezas del manto principal con la profundidad del agua a pie de dique para los métodos propuestos por Van der Meer y Losada et al ($H_s=1m$).

En la figura 5.18 se muestran los resultados obtenidos anteriormente, pero de forma adimensional. El peso de las piezas se adimensionalizó con el peso específico del material y la altura cuadrática media al cubo.

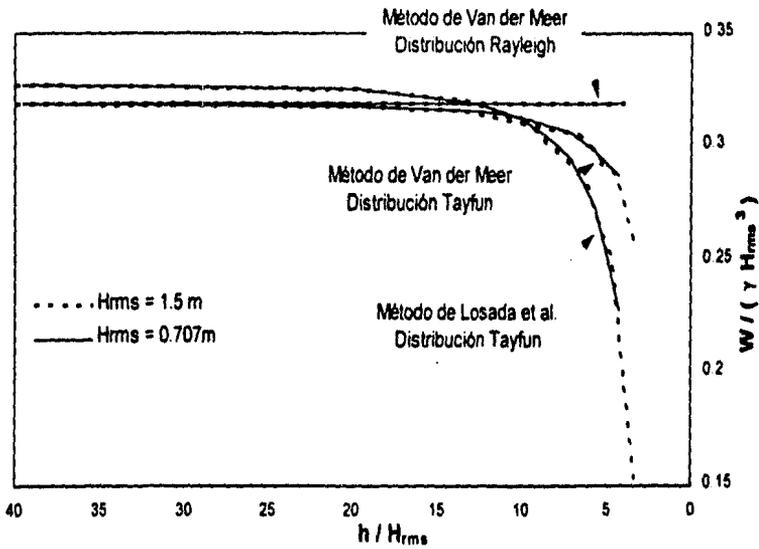


Figura 5.18 Variación de peso de piezas adimensional con la profundidad relativa para los métodos propuestos por Van der Meer y Losada et al.

En las figuras 5.16, 5.17 y 5.18 se observa que para profundidades bajas se tiene una significativa reducción del peso de las piezas si se utiliza la distribución de Tayfun. Si se asume que la distribución de olas es del tipo Rayleigh en aguas someras no se tendrá ninguna disminución en el peso, aunque claramente el oleaje es influenciado por la profundidad; se estará sobredimensionando las piezas.

El método propuesto por Losada et al. señala que se pueden reducir los pesos de las piezas en aguas someras mucho más que lo que da el método de Van der Meer, cuando ambos daban prácticamente los mismos resultados en aguas profundas. Esto se puede explicar fácilmente:

Al estar en aguas someras, las olas más altas son las que más se afectan por la presencia del fondo (tienen una profundidad relativa h/H menor), y estas olas son las que tienen una probabilidad de ocurrencia o excedencia más baja: las olas con probabilidad de excedencia más bajas se modifican más por las profundidades reducidas que las que se presentan con más frecuencia.

Las olas con probabilidad de excedencia del 0.13% disminuyen de altura más rápidamente que las de 2% a medida que se reduce la profundidad. Es por esto que el método de Losada et al. (que utiliza el 0.13%) indica una disminución más rápida del peso de piezas al estar en aguas someras que el de Van der Meer (que utiliza el 2%).

Las ecuaciones propuestas por Van der Meer tienen implícito un factor de seguridad al calcular el número de estabilidad, ya que no se puede pensar en diseñar un talud de escolleras sabiendo que 2 olas de cada 100 van a poner en movimiento las piezas. Esto se puede observar también en los números de estabilidad de cada método; en el ejemplo de cálculo desarrollado anteriormente, el número de estabilidad encontrado al utilizar el método de Van der Meer es de 1.81, mientras que el de Losada et al da 2.323 para las mismas condiciones y mínima estabilidad.

El método de Losada et al. da, por el contrario, el valor directo de la función de estabilidad, por lo que requiere utilizar olas con una probabilidad de excedencia más baja para el diseño.

Al considerar lo expresado anteriormente, la reducción de peso indicada por el método de Losada parece ser más correcta, lo que permite reducir en gran medida el peso de las piezas, lo que se refleja en un menor costo de construcción. Sería conveniente contar con datos experimentales para determinar con más certeza el comportamiento de la estabilidad de las piezas al reducirse la profundidad del agua al pie de dique.

5.9 Conclusiones y Observaciones

En este capítulo se presentaron dos de las metodologías más utilizadas para el cálculo del peso de las piezas del manto principal o coraza. Las principales conclusiones y observaciones sobre este capítulo son las siguientes:

1. El diseño de las piezas del manto es sencillo
2. El peso de las piezas se sobrestima si se supone una distribución de probabilidad de olas del tipo Rayleigh en aguas intermedias y poco profundas.
3. Para profundidades relativas (h/H_{ms}) menores a 10, los dos métodos estudiados (Losada et al. y Van der Meer) comienzan a generar resultados muy diferentes. A partir de esas profundidades hacia aguas someras es donde se construyen la mayor parte de los dique (cerca del 80%), Losada et al. (1996).
4. El método de Losada et al. da menores pesos de piezas, esto se debe a que se utilizan olas más grandes de cálculo (menor probabilidad de excedencia) y una formula más exacta.
5. Se deben de realizar más estudios en esta rama, sobre todo para oleaje con algún ángulo de incidencia, y aguas poco profundas.
6. El método propuesto por Losada et al. permite utilizar cualquier probabilidad de excedencia que se desee, según el riesgo que se quiera tomar, condición que no es factible con el método de Van der Meer.

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES

Y FUTURAS LINEAS DE TRABAJO

6. CONCLUSIONES Y FUTURAS LINEAS DE TRABAJO

6.1 Conclusiones

En este trabajo se estudiaron los principales aspectos que se deben tener en cuenta en el diseño de estructuras no rebasables.

Las principales conclusiones de cada uno de capítulos son las siguientes:

Capítulo 2

En este capítulo se estudiaron las principales formas de definir un estado de mar: estadística o espectralmente, así como las diferentes distribuciones teóricas. Utilizando un espectro teórico se generaron diferentes series de oleaje, las cuales se utilizaron para estudiar la influencia del factor de agrupamiento y algunas se compararon con las distribuciones teóricas estudiadas. Al analizar los resultados obtenidos, se pudo llegar a las siguientes conclusiones:

- El periodo medio del oleaje, medido por el método de pasos ascendentes por cero, no muestra ninguna dependencia con el factor de agrupamiento (GF).
- El valor de T_{02} se ajusta de mejor a los datos reales que el T_{01} , cuando se estima el periodo medio a partir del espectro.
- Las alturas características del oleaje H_{med} , H_{rms} y $H_{1/3}$ no tienen una clara dependencia del factor de agrupamiento. Otras alturas características como el $H_{1/10}$ y el $H_{1/100}$ si muestran una marcada dependencia con el factor de agrupamiento: a mayor GF, mayores son los valores de $H_{1/10}$ y $H_{1/100}$.
- Las distribuciones de periodo, altura de ola y las distribuciones conjuntas de periodo y altura tienen un mismo comportamiento general para los diferentes factores de agrupamiento estudiados, por lo que se concluye que estas distribuciones no dependen del GF.
- Ninguna de las distribuciones de periodos de ola se ajusta bien a los datos obtenidos de la simulación numérica.

- La distribución de Tayfun representa correctamente diferentes estados de mar, y tiene la ventaja de tomar en cuenta la rotura del oleaje en aguas poco profundas.

Capítulo 3

Se analizaron varias metodologías para estimar el ascenso y el descenso máximo del agua para oleaje irregular y se compararon contra un método de referencia: propagación numérica del oleaje mediante el programa RBREAK. Finalmente, se comparó el método que mejor se ajusta con datos experimentales presentados por Van der Meer.

Las conclusiones más relevantes de este capítulo son las siguientes:

- Para probabilidades de excedencia de hasta el 1% el factor de agrupamiento no tiene influencia sobre el ascenso máximo y el descenso máximo.
- Para probabilidades de excedencia inferiores al 1% el factor de agrupamiento comienza a tener influencia: a mayor GF se tienen valores mayores del ascenso máximo y descenso máximo.
- El método ola a ola, propagando las ondas experimentalmente, da valores casi exactos para el descenso máximo, mientras que para el ascenso máximo da valores aceptables aunque con mayor error.
- El método teórico no dio resultados satisfactorios, sobre todo para el descenso máximo.
- El método ola a ola utilizando la fórmula de Losada dio buenos resultados para el ascenso máximo. Para el descenso máximo los resultados no fueron tan exactos pero no se alejan mucho de los valores de referencia.
- Las aproximaciones ingenieriles (utilizando Rayleigh, Carter y Tayfun) dieron resultados muy exactos para el ascenso máximo. La distribución de Tayfun dio los mejores resultados, sobre todo en la cola. la distribución de Carter se ajustó muy bien en toda la distribución, según era de esperar ya que el espectro es muy ancho ($\epsilon=0.87$). La distribución Rayleigh sobreestimó todos los valores, resultado que también era esperado.
- Según los datos, el ascenso máximo se puede obtener por medio de la distribución de Tayfun, y utilizar la distribución de Rayleigh como un límite superior y la de Carter como límite inferior.

- El cálculo del descenso máximo con los métodos ingenieriles no dio resultados tan buenos como para el ascenso máximo, aunque la distribución de Tayfun y la de Rayleigh se aproximaron bastante a los datos obtenidos de la simulación numérica.
- Se nota en general una falta de precisión en la estimación del descenso máximo al aplicar los métodos que utilizan la fórmula de Losada. Esto puede deberse a una mala parametrización en la fórmula para el caso del descenso máximo. Se observa en la figura 3.7 la gran dispersión de los valores alrededor de la línea de mejor ajuste. esta dispersión puede ser la causa de los errores en la estimación del descenso máximo cuando se utiliza la fórmula antes citada. A pesar de esto, la estimación del descenso máximo da valores bastante aceptables en general.
- La estimación del ascenso máximo y el descenso máximo con los métodos propuestos fue rápida y no requiere de grandes recursos técnicos ni materiales.
- Queda plenamente demostrada la validez de la " Hipótesis de Equivalencia" para el cálculo del ascenso máximo y del descenso máximo.
- La aproximación ingenieril propuesta para la estimación del ascenso máximo genera resultados muy cercanos a los reales y se puede implementar fácilmente.
- El conocer el H_{ms} y el T_p de un estado de mar y el tipo de material de una estructura de talud rugoso es suficientes para determinar el ascenso máximo para cualquier probabilidad de excedencia y cualquier estado de mar.
- Esta aplicación sirve para validar el método propuesto, ya que se comparan los resultados con datos de laboratorio.
- Las gráficas de diseño de Van der Meer, realizadas ajustando rectas a datos experimentales se pueden reproducir fácilmente con el método propuesto, presentando la ventaja de trabajar con cualquier probabilidad de excedencia del run up.
- El método propuesto presenta la ventaja de tomar en cuenta la profundidad del agua frente al dique, por lo que se incluyen automáticamente las diferencias que se observan en el comportamiento del oleaje por estar en aguas profundas, intermedias o someras. Sin embargo, esta cualidad impide construir gráficas de diseño aplicables en todos los casos, ya que la distribución de Tayfun adopta comportamientos distintos según varíe la profundidad.
- El método se puede utilizar de igual forma para diques con núcleo de diferentes porosidades y con mantos principales de distinta naturaleza, mientras los taludes sean rugosos.

Capítulo 4

En este capítulo se estudiaron las estructuras verticales o reflejantes, la cuales son muy utilizadas en obras de defensa, sobre todo como coronación de diques de piezas sueltas. Se revisaron las metodologías más utilizadas para el cálculo de fuerzas que actúan sobre estas estructuras debidas a la acción del oleaje.

Las principales conclusiones obtenidas en este estudio son las siguientes:

- El método propuesto por Martín genera resultados más cercanos a la realidad que los de Jensen.
- La propuesta ingenieril explicada en el capítulo 3 se puede aplicar al método propuesto por Martín et al. y los resultados obtenidos se aproximan, más aún que el método original, a los datos experimentales.
- El método propuesto se puede implantar fácilmente.
- Se puede obtener la fuerza sobre un espaldón para cualquier probabilidad de excedencia directamente utilizando la distribución de Tayfun.

Capítulo 5

En este capítulo se presentaron dos de las metodologías más utilizadas para el cálculo del peso de las piezas del manto principal. Las principales conclusiones y observaciones sobre este capítulo son las siguientes:

- El diseño de las piezas del manto es sencillo
- El peso de las piezas se sobrestima si se supone una distribución de probabilidad de olas del tipo Rayleigh en aguas intermedias y poco profundas.
- Para profundidades relativas (h/H_{ms}) menores a 10, los dos métodos estudiados (Losada et al. y Van der Meer) comienzan a generar resultados muy diferentes. A partir de esas profundidades hacia aguas someras es donde se construyen la mayor parte de los diques (cerca del 80%), Losada et al. (1996).

-
- El método de Losada et al. da menores pesos de piezas, esto se debe a que se utilizan olas más grandes de cálculo (menor probabilidad de excedencia) y una fórmula más exacta.
 - Se deben de realizar más estudios en esta rama, sobre todo para oleaje con algún ángulo de incidencia, y aguas poco profundas.
 - El método propuesto por Losada et al. permite utilizar cualquier probabilidad de excedencia que se desee, según el riesgo que se quiera tomar, condición que no es factible con el método de Van der Meer.

6.2 Futuras líneas de trabajo

Finalmente, esta tesis abre varias líneas de investigación, algunas de las cuales están en proceso. Entre las más importantes cabe destacar:

- Determinar la validez de la hipótesis de equivalencia para diques rebasables, al presentarse el rebase o la transmisión.
- Estudiar si las aproximaciones de tipo ingenieril propuestas en este trabajo son válidas para el rebase y la transmisión.
- Estudiar la influencia de la profundidad del agua en las metodologías utilizadas para encontrar el peso de piezas del manto principal en dique rebasables.
- Por medio de ensayos de laboratorio determinar cual de las dos metodologías presentadas para la determinación del peso de las piezas del manto principal (Van der Meer y Losada et al.) se ajusta más a la realidad para aguas poco profundas.
- Buscar una nueva forma de parametrizar el descenso máximo para oleaje regular, ya que actualmente se presenta una gran dispersión de datos.

BIBLIOGRAFÍA

BIBLIOGRAFÍA

1. Ahrens, J.P. & Heimbaugh, M.S. 1988. "Irregular wave run up on riprap revetments." *J. of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Eng.*, Vol. 114, no. 4, pp. 524-530.
2. Allsop, N.W.H., Hawes, P.J., Jackson, F.A. & Franco, L. 1985. "Wave run up on steep slopes-model test under random waves." *Hydraulics Research, Wallingford, Report SR 2.*
3. Battjes, J.A. 1974. "Surf similarity." *Proc. Conf. On Coastal. Eng.*, 14th, Copenhagen, pp. 466-480.
4. Bouws, E., Günther, H., Rosenthal, W. y Vincent, C. L. 1985. "Similarity of the Wind Wave Spectrum in Finite Depth Water 1. Spectral Form." *Jour. Geoph. Res.*, Vol. 90, no C1, pp. 975-986.
5. Bretschneider, C.L. 1964. "Investigation of the statistics of Wave Heights-Discussion." *J. Wat. Harb. and Coast. Eng. Div. No. WW1.*
6. Carter, D.J.T., Challenor, P.G., et al. 1986. "Estimating wave parameters for engineering applications." *Offshore Technology Report No. OTH 86-228, Dept. of Energy, London, England, pp. 92.*
7. Cartwright, D.E. y Longuet-Higgins, M.S. 1956. "The statistical Distribution of the Maxima of a Random Function." *Proc. Roy. Soc., Ser. A.*, pp. 212-232.
8. Cavanié, A., Arhan, M. y Ezraty 1976. "A Statistical Relationship Between Individual Height and Periods of Storm Waves." *Int. Conf. on Behavior of Offshore Structures, BOSS, Trondheim. pp. 354-363.*
9. Dean, R. y Dalrymple R. 1991. "Water wave mechanics for engineers and scientists." *"Advanced Series on Ocean Engineering, volume 2, World Scientific, pp 353.*
10. Funke, E.R. y Mansard, E.P.D. 1979. "Synthesis of Realistic Sea States in a Laboratory Flume." *Hydraulics Laboratory Report LTR-HY-66, National Research Council of Canada, Ottawa. pp 54.*
11. Goda, Y. 1985 "Random seas and design of maritime structures." *University of Tokio Press.*

12. Goda, Y. 1990 "Random waves and spectra" Gulf Publishing. Handbook on Ocean Eng., Cap. 4 pp. 175-212.
13. Goda, Y. 1991 "Distribution of sea state parameters and data fitting" Gulf Publishing. Handbook on Ocean Eng., Cap. 7 pp. 372-408.
14. Gümbak, A.R. 1979. "Rubble mound breakwaters". Div. Port & Ocean Eng., The Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway.
15. Hasselman, K., et al. 1973. "Measurements of Wind-Wave Growth and Swell Decay during the Joint North Sea Wave Project (JONSWAP)." Dtsch. Hydrogr. Int, A12, pp. 95.
16. Huntley, D.A. & Bowen, A.J. 1977. "A universal form for shoreline run up spectra ?." Jour. Of Geophysical Res., pp. 2567-2581.
17. IAHR Working Group 1989. "List of Sea-State Parameters." Jour. Wat., Port, Coast., and Oce. Eng., Vol. 115, no. 6, pp. 793-808.
18. Kobayashi, N. & Watson K.D. 1987. "Wave reflection and run up on smooth slopes.", ASCE, Proc. Of Coastal Hydrodynamics, pp. 548-563.
19. Levi, E. 1989. "El agua según la ciencia." Ed. Castell Mexicana, México.
20. Longuet-Higgins, M.S. 1952. "On the Statistical Distribution of the Heights of Sea Waves." Jour. Mar. Res. 11(3), pp. 245-266.
21. Longuet-Higgins, M.S. 1983. "On the Join Distribution of Wave Periods and Amplitudes in a Random Wave Field." Proc. Roy. Soc., N 389, pp. 241-258.
22. Losada, M.A. y Giménez-Curto, L. 1979. "Oleaje: descripción estadística y espectral." Curso de Puertos. Universidad de Santander.
23. Losada, M.A. y Gimenez-Curto, L. 1979 "The joint effect of the wave height and period on the stability of rubble mound breakwaters using iribarren's number" Coastal Engineering, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdamm Holanda.
24. Losada, M.A. y Giménez-Curto, L. 1979 "An approximation to the failure probability of marine structures under a sea state". Port and ocean engineering under artic condition, Trondheim, Norway, pp 1269-1281.

-
25. Losada, M.A. y Giménez-Curto, L. 1981. "Flow characteristics on rough, permeable slopes under wave action" Coastal Engineering, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdamm Holanda.
 26. Losada, M.A. y Giménez-Curto, L., 1982 " Mound breakwaters under oblique wave attack; a working hypothesis" Coastal Engineering, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdamm Holanda.
 27. Losada M.A., Desiré J.M. y Alejo L.M. 1986. " Stability of blocks as breakwater armor units". Jour. of Structural Engineering, Vol 112 No 11.
 28. Losada, M.A. 1990. "Recent developments in the design of mound breakwaters." Gulf Publishing. Handbook on Ocean Eng., pp. 939-1050.
 29. Losada, M.A., Dalrymple, R. y Vidal, C. 1990. "Water waves in the vicinity of breakwaters" Journal of Coastal Research, Fort Lauderdale, Florida
 30. Losada, M.A., Medina, R. et al. 1996 " History of coastal engineering in Spain." en " history and heitage of coastal engineering", editado po Kraus N. ASCE, New York.
 31. Martin, F.L., Vidal, C. y Losada, M.A. 1995 " Cálculo de las acciones del oleaje sobre los espaldones de los diques en talud" Reporte Técnico, Grupo de Ingeniería Oceanográfica y de Costas, Universidad de Cantabria.
 32. Martin, F.L. 1994 " Estudio hidrodinámico de la interacción de ondas de gravedad con estructuras reflejantes" Tesis Doctoral, Universidad de Cantabria. pp194. España.
 33. Mase, H. e Iwagaki, Y. 1987. "Evolution of wave groups in shallow water and wave group properties of random waves." Coastal Engineering in Jaapan, Vol. 30.
 34. Mitsuyasu, H. et al 1975. "Observation of the directional spectrum of ocean waves using a cloverleaf buoy." Jour. Physical Oceanogr., no. 4, pp. 750-760.
 35. Newland, E.D. 1984. "An introduction to Random vibrations and spectral analysis." John Wiley and Sons, Inc, New York, pp. 377.
 36. Ochi. M.K. 1982. "Stochastic Analysis and Probabilistics Prediction of Random Seas." Advances in Hydrosience, Academic Pres, Inc, vol 13, pp. 217-387.
 37. Stoa, P.N. 1979. "Wave run up on rough slopes." Coastal Engineering Technical Aid 79-1.

-
38. Tayfun, M.A. 1981 " Breaking-limited wave heights." " Jour. Wat., Port., Coast, and Oce. Eng., Vol. 107, no WW2.
39. Tayfun, M.A. 1990. "Distribution of Large Wave Heights." Jour. Wat., Port., Coast, and Oce. Eng., Vol. 116, no 6, pp. 686-707.
40. Taton, R. 1975. " Historia general de las ciencias." La Ciencia Contemporánea Tomo II, el Siglo XX. Ed. Destino, Barcelona.
41. Van der Meer, J. 1988. "Rock slope and gravel beaches under wave attack" Publication 396, Delft Hydraulics.
42. Van der Meer, J. and Stam, C. 1992 "Wave runup on smooth and rock slopes of coastal structures" Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol 118, No5
43. Van der Meer, J. 1993 "Conceptual design of rubble mound breakwaters." Publication 483. Delft Hydraulics.
44. Vidal, C., losada, M.A. y Medina, R. 1989 " Estabilidad del morro de los diques en talud. Influencia de su geometría" Revista de obras publicas, pp 887 a 907, España.
45. Vidal, C., Losada, M.A., Medina, R., 1991. " stability of moud breakwater's head and trunk.", jour. of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol 117, No 6, Nov, Dec.
46. Vidal, Cesar. 1996. "Análisis comparativo de las formulaciones más comunes utilizadas en diques rompeolas" Apuntes del Curso de ingeniería de Litoral, Universidad de Cantabria, España.
47. Wurjanto, A. & Kobayashi, N. 1991. "Numerical Model for Random Waves on Impermeable Coastal Structures and Beaches." Research Report no. CARC-91-05, Cennter for App. Res., Dept. of Civil Eng., University of Delawere.

ANEXO I

DESCRIPCION DEL MODELO NUMERICO DE FLUJO SOBRE TALUD

RBREAK

1. Descripción del modelo numérico de flujo sobre talud

El modelo numérico utilizado en este trabajo fue desarrollado por Andojo Wurjanto y Nobuhisa Kobayashi (1991), del cual solo se describirán las ecuaciones básicas de dicho modelo y algunas puntualizaciones importantes.

1.1 Ecuaciones Generales

El movimiento de las ondas sobre una pendiente lisa o rugosa en una obra impermeable es evaluado para el tren de ondas con incidencia normal, definido en la frontera del lado del mar del dominio de cálculo, como se muestra en la figura 1 para una pendiente rugosa, y donde:

- x' : Coordenada horizontal, siendo positiva hacia el mar con $x'=0$ para el pie de dique.
- z' : Coordenada vertical, siendo positiva hacia arriba, con $z'=0$ para el N.M.A.
- d_i' : Profundidad del agua por debajo del N.M.A. para la condición de frontera.
- θ' : Angulo local de la pendiente. θ' puede variar a lo largo del talud.
- η' : Elevación de la superficie libre sobre el N.M.A.
- h' : Profundidad del agua sobre el talud impermeable.
- u' : Velocidad horizontal promediada en vertical.

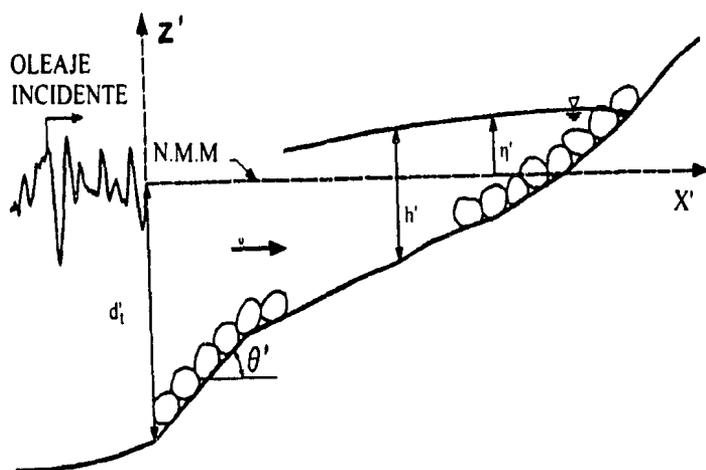


Figura 1. Runup sobre una estructura rugosa.

Para el flujo sobre una pendiente de material impermeable, la ecuación integrada en la vertical para masa y la cantidad de movimiento en x' puede ser expresada como (Kobayashi, Otta, y Roy, 1987).

$$\frac{\partial h'}{\partial t'} + \frac{\partial(h'u')}{\partial x'} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial}{\partial t'}(h'u') + \frac{\partial}{\partial x'}(h'u'^2) = -gh' \frac{\partial \eta'}{\partial x'} - \frac{1}{2} f' |u'|u' \quad (2)$$

donde,

- t' : tiempo
- g : aceleración de la gravedad
- f' : factor de fricción constante, relativo a la esfuerzo cortante que actúa sobre la pendiente.

En este análisis simplificado, el factor de fricción f' , considera la rugosidad característica de la superficie de talud impermeable; aunado a esto, el nivel del fondo para el flujo sobre un talud impermeable rugoso es difícil de determinar, como ocurre para flujo oscilatorio con capa límite turbulenta rugosa.

Los siguientes parámetros y variables adimensionales son introducidos para normalizar las ecuaciones 1 y 2.

$$t = \frac{t'}{T'r}; \quad x = \frac{x'}{T'r \sqrt{gH'r}}; \quad u = \frac{u'}{\sqrt{gH'r}} \quad (3)$$

$$z = \frac{z'}{H'r}; \quad h = \frac{h'}{H'r}; \quad \eta = \frac{\eta'}{H'r}; \quad d_1 = \frac{d_r}{H'r} \quad (4)$$

$$\sigma = T_r' \sqrt{\frac{g}{H_r'}}; \quad \theta = \sigma \tan \theta'; \quad f = \frac{1}{2} \sigma f' \quad (5)$$

donde,

- T_r' : Período de la onda de referencia,
- H_r' : Altura de onda de referencia,

- σ : Parámetro adimensional relativo al peralte de la onda,
 θ : Gradiente adimensional de la pendiente,
 f : Factor de fricción normalizado.

El periodo y altura de ola de referencia, utilizados para normalizar las variables, pueden ser los representativos del oleaje en aguas profundas. Sustituyendo las ecuaciones 3, 4 y 5 en las ecuaciones 1 y 2, se obtiene,

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} = 0 \quad (6)$$

$$\frac{\partial(hu)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(hu^2 + \frac{1}{2} h^3 \right) = -\theta h - f|u|u \quad (7)$$

donde θ y f expresan los efectos de la pendiente y fricción, respectivamente. Para una pendiente uniforme, θ en la ecuación 7 puede ser sustituida por el parámetro de Iribarren. En términos del sistema normalizado de coordenadas, la pendiente es fijada en:

$$z = \int_0^z \theta dz - d_i; \quad x \geq 0 \quad (8)$$

Lo cual se reduce a $z = (\theta x - d_i)$ para una pendiente uniforme.

El tiempo inicial $t=0$ para el cálculo es tomado, como el tiempo cuando el tren de oleaje incidente llega a la frontera del lado del mar, localizado en $x=0$ como muestra la figura 1. Las condiciones iniciales para el cálculo están dadas para $\eta = 0$ y $u=0$ en la región $x>0$, se inicia con el agua en reposo. Las condiciones de frontera a pie de dique del talud y hacia tierra, las ecuaciones 7 y 8 son expresadas en la siguiente forma:

$$\frac{\partial \alpha}{\partial t} + (u+c) \frac{\partial \alpha}{\partial x} = -\theta - \frac{f|u|u}{h}; \quad \frac{\partial x}{\partial t} = u+c \quad (9)$$

$$\frac{\partial \beta}{\partial t} + (u-c) \frac{\partial \beta}{\partial x} = \theta + \frac{f|u|u}{h}; \quad \frac{\partial x}{\partial t} = u-c \quad (10)$$

utilizando

$$c = \sqrt{h}; \quad \alpha = u + 2c; \quad \beta = -u + 2c \quad (11)$$

donde α y β son variables características.

Asumiendo que $u < c$, en el límite de la frontera hacia el mar, donde d_1 es la profundidad de agua normalizada debajo del N.M.A. y, α y β representan el avance característico a pie del talud hacia el mar y hacia la tierra, respectivamente. La profundidad total de agua en el frontera hacia el mar es expresado como (Kobayashi, Otta y Roy, 1987),

$$h = d_1 + \eta_i(t) + \eta_r(t); \quad \text{para } x = 0 \quad (12)$$

donde η_i y η_r son las variaciones de la superficie libre normalizada por Hr' para $x=0$ debidas a la onda incidente y reflejada, respectivamente. El tren de ondas incidente es especificado por prescripción de la variación de η_i con respecto a $t > 0$. El tren de ondas reflejado normalizado η_r es expresado aproximadamente en términos del avance característico hacia el mar β en $x = 0$.

$$\eta_r(t) = \frac{1}{2} \sqrt{d_1} \beta(t) - d_1 - c_1; \quad \text{para } x = 0 \quad (13)$$

El coeficiente c_1 es un término de corrección tanto del set-up como del set-down, para el caso de pendientes muy suaves,

$$c_1 = \frac{1}{2} \sqrt{d_1} \frac{(\eta_i - \eta_r)(u - \bar{u})}{h} \quad (14)$$

La condición de frontera del modelo hacia tierra depende de la altura de la cresta de la estructura.

1.2 Método Numérico

Las ecuaciones 6 y 7 son combinadas y expresadas en la siguiente forma vectorial

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial F}{\partial x} + G = 0 \quad (15)$$

con

$$U = \begin{bmatrix} m \\ \lambda \end{bmatrix}; \quad F = \begin{bmatrix} mu + \frac{1}{2} h^2 \\ m \end{bmatrix}; \quad G = \begin{bmatrix} \theta h + f|u|u \\ 0 \end{bmatrix} \quad (16)$$

donde $m = uh$, es el flujo del volumen normalizado por unidad de ancho. Los vectores F y G dependen del vector U para un q y f dado.

La ecuación 15 es discretizada usando una cuadrícula en diferencias finitas de tamaño Δx y un paso de tiempo Δt basado sobre un método disipativo de Lax-Wendroff (verbigracia Richtmger y Morton 1967). La distancia Δx es constante durante el cálculo, mientras el tiempo Δt puede variar en la siguiente forma. La duración del cálculo es dividida dentro de unidades de cómputo, cada unidad es una onda de período largo exceptuando la ultima unidad en la que la longitud puede ser menos que un período de onda. El paso de tiempo Δt es constante en cada unidad de cálculo, pero puede variar de una unidad a otra.

1.3 Perfil del Oleaje Incidente

Uno de los requerimientos de entrada al programa de cálculo, es el perfil de onda incidente normalizado, en la frontera del lado del mar del dominio de cálculo, $\eta_i(t) = \eta_i'(t')/H_r'$, con $t = t/t'$, como fue definido en la ecuación 3, donde H_r' y T_r' son la altura y período de referencia usados para normalizar las ecuaciones 3, 4 y 5. La especificación de $\eta_i(t)$ para $t \geq 0$ necesita satisfacer la condición de $\eta_i = 0$ para $t = 0$ para ser consistente con las condiciones iniciales asumidas. La acción del oleaje en la región de $x > 0$ para $t = 0$. La variación temporal de $\eta_i(t)$ puede ser:

- 1.- El perfil de ondas monocromáticas calculado por el programa usando una teoría apropiada de oleaje, ó
- 2.- Un oleaje irregular especificado o un tren de oleaje trascendente, el cual puede estar basado en medidas o en una generación numérica.

Oleaje regular

Para oleaje regular incidente, la variación de $\eta_i(t)$ es calculada por el programa, ya sea usando teoría cnoidal o teoría de Stokes de segundo orden. Puesto que el modelo numérico está basado en las ecuaciones, 1 y 2, de ondas de amplitud finita en aguas poco profundas, la frontera del lado del mar puede ser localizada en aguas relativamente someras. Como resultado, no es siempre posible tomar $H_r' = H'$. Definiendo $K_s = H'/H_r'$, la altura y período del perfil de oleaje regular $\eta_i(t)$ en $x = 0$ es K_s y uno, respectivamente.

Esta teoría puede ser apropiada para los casos que el parámetro de Ursell, $Ur < 26$, donde $Ur = [H'(L')^2/(d')^3] = (K_s L^2/d)$ en $x = 0$. El valor de Ur es únicamente usado para decidir el tipo de teoría de ondas que será aplicada.

Para el caso de $Ur < 26$, la teoría cnoidal (ej. Svendsen y Brink-Kjær, 1972) es usada para calcular el perfil de ondas incidentes $\eta_i(t)$ en $x = 0$

El parámetro m es relativo al parámetro de Ursell, Ur ,

$$Ur = \frac{K, L^3}{d_i} = \frac{16}{3} m K^3 \quad (17)$$

Para $Ur \geq 26$, el parámetro m está en el rango de $0.8 < m < 1$. El parámetro m para los valores de σ , d_i , y K dados, es calculado como:

$$\frac{\sigma}{L\sqrt{d_i}} \sqrt{1 + \frac{K_i}{m d_i} (-m + 2 - 3 \frac{E}{K})} - 1 = 0 \quad (18)$$

Oleaje irregular

La generación numérica de oleaje irregular o las señales medidas sólo deben cumplir con la condición de estar normalizadas y en el formato adecuado para su lectura.

1.4 Cálculos Estadísticos

Los cálculos estadísticos implican la evaluación de los valores medios (promediados en el tiempo) y los valores extremos (mínimo y máximo) de las series de tiempo procesadas, y donde las siguientes consideraciones deben ser tomadas en cuenta,

- 1.- Para ondas regulares, la evaluación es realizada sobre el último período de onda, asumiendo que la duración es lo bastante larga para alcanzar una periodicidad constante.
- 2.- Para oleaje irregular, la evaluación estadística se realiza sobre todas las ondas, con la posibilidad de excluir las que el usuario considere pertinentes.

Reflexión del Oleaje

El coeficiente de reflexión es estimado usando las siguientes ecuaciones (Kobayashi y Wurjanto, 1989b, 1989c),

$$r_1 = \frac{1}{K_S} [(\eta_r)_{\max} - (\eta_r)_{\min}]$$

$$r_2 = \sqrt{\overline{\eta_r^2} / \overline{\eta_i^2}}$$

$$r_3 = \sqrt{\frac{(\eta_r - \eta_i)^2}{\eta_i^2}}$$

donde K_s representa la altura normalizada de la onda representativa para el frontera a pie de dique.

Las tres ecuaciones son utilizadas en el caso de oleaje regular y, únicamente se empleada la ecuación de r_3 en el caso de oleaje irregular.

Flujo Sobre el Talud

Para no rebase o run-up sobre una estructura costera la condición de frontera del agua del modelo numérico es localizada para la línea de movimiento sobre la pendiente donde la profundidad del agua es prácticamente cero. La condición de frontera cinemática requiere que la velocidad de la línea de agua sea la misma que la velocidad horizontal del fluido. En realidad, es difícil determinar la posición exacta del movimiento de la línea de agua sobre la pendiente. Para el cálculo, la superficie libre está definida como la localización donde la profundidad instantánea es igual o menor a un valor $d=10^{-3}$.

Balance de Energía

Las ecuaciones normalizadas de masa y momentum en x , dadas por las ecuaciones 6 y 7 son usadas para normalizar el campo de flujo. La ecuación de energía normalizada que corresponde a las ecuaciones 6 y 7, puede ser expresada como :

$$\frac{\partial E}{\partial t} + \frac{\partial(E_F)}{\partial x} = -D_f - D_b \quad (19)$$

con

$$E = \begin{cases} \frac{1}{2}(hu + \eta^2) & \text{para } h > \eta \\ \frac{1}{2}[hu^2 + \eta^2 - (h-u)^2] & \text{para } h < \eta \end{cases} \quad (20)$$

$$E_f = uh \left(\frac{1}{2}u^2 + \eta \right) \quad (21)$$

$$D_f = f u_c u^2 \quad (22)$$

donde,

- E: Energía específica normalizada, definida como la suma de la energía cinética y la potencial por unidad horizontal de área.
- E_f : Flujo de energía normalizada por unidad de ancho.
- D_f : Disipación proporcional de energía normalizada por unidad horizontal de área debida a la fricción del fondo.
- D_B : Disipación proporcional de energía normalizada por unidad horizontal de área debida a la rotura de las ondas.

La proporción dimensional de disipación de energía D_B' , debida a la rotura del oleaje, está dada por $D_B' = (\rho g H r' / T r') D_B$, donde ρ es la densidad del fluido, la cual se supuso que es constante despreciando las burbujas de agua. La energía potencial normalizada en el tiempo $t=0$, cuando el tren de oleaje incidente llega a $x=0$.

Desde que el balance de energía analizado es normalizado en términos de cantidades promediadas en el tiempo, así como la proporción de disipación $\overline{D_B}$, debida a la rotura del oleaje es evaluada usando la siguiente ecuación,

$$\overline{D_B} = -\frac{d}{dx} (\overline{E_f}) - \overline{D_f} - \frac{l}{t_{final} - t_{inicio}} [E|_{t_{final}} - E|_{t_{inicio}}] \quad (23)$$

donde el sobrrayado indica el promedio temporal normalizado, desde t_{inicio} a t_{final} .